



TUGAS AKHIR - RC14 1501

**PERENCANAAN *SPILLWAY MORNING GLORY*
PADA BENDUNGAN SEMANTOK NGANJUK**

Dosen Pembimbing 1

Prof.Dr.Ir.NADJADJI ANWAR, Msc

NIP.19540113 198010 1 001

Dosen Pembimbing 2

DANAYANTI AZMI DEWI N, ST,MT

JURUSAN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2016



TUGAS AKHIR - RC14 1501

PERENCANAAN *SPILLWAY MORNING GLORY* PADA BENDUNGAN SEMANTOK NGANJUK

**WILDAN SYAHRIR RIDHA
NRP. 3113 106 051**

**Dosen Pembimbing 1
Prof.Dr.Ir.NADJADJI ANWAR, Msc
NIP.19540113 198010 1 001**

**Dosen Pembimbing 1
DANAYANTI AZMI DEWI N, ST,MT**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016**



FINAL PROJECT - RC14 1501

***PLANNING OF THE SPILLWAY MORNING GLORY
AT SEMANTOK DAM NGANJUK***

**WILDAN SYAHRIR RIDHA
NRP. 3113 106 051**

**Supervisor 1
Prof.Dr.Ir.NADJADJI ANWAR, Msc
NIP.19540113 198010 1 001**

**Supervisor 2
DANAYANTI AZMI DEWI N, ST,MT**

**DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2016**

**PERENCANAAN *SPILLWAY MORNING GLORY* PADA
BENDUNGAN SEMANTOK NGANJUK**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Hidroteknik
Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :
WILDAN SYAHRIR RIDHA
NRP. 3113 106 051

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Prof.Dr.Ir.Nadjadji Anwar, Msc (Pembimbing I)
2. Danayanti Azmi, ST, MT (Pembimbing II)



**SURABAYA
JANUARI, 2016**

PERENCANAAN SPILLWAY MORNING GLORY PADA BENDUNGAN SEMANTOK NGANJUK

*Nama : Wildan Syahrir Ridha
NRP : 3113106051
Jurusan : Teknik Sipil FTSP ITS
Dosen Pembimbing : 1. Prof.Dr.Ir.Nadjadji Anwar, Msc
2. Danayanti Azmi Dewi N, ST, MT*

ABSTRAK

Bangunan spillway adalah salah satu bagian komponen suatu bendungan yang berfungsi untuk melindungi tubuh bendungan dari bahaya pelimpasan (overtopping) pada saat banjir. Bendungan Semantok yang menjadi objek pada perencanaan ini, direncanakan menggunakan spillway tipe morning glory. Spillway ini merupakan suatu struktur yang digunakan untuk mengendalikan pelepasan air yang mengalir dari bendungan ke daerah hilir, berbentuk menara/cerobong yang sangat efektif untuk bendungan yang tidak memiliki ruang yang cukup untuk pelimpah jenis lainnya.

Perencanaan ini terdiri dari analisis yang meliputi : analisis hidrologi, hidrolika, analisis stabilitas, dan analisa struktur. Adapun bendungan yang direncanakan memiliki periode ulang 1000 tahun dengan luas DAS sebesar 14,30 km² dan panjang sungai 7,44 km serta data hujan harian sebanyak 25 tahun.

Dari hasil kajian yang diperoleh elevasi puncak bangunan spillway adalah +128.00 Mdpl dengan debit banjir maksimum 125,16 m³/det pada elevasi +129.30. Tinggi bangunan 30,5 meter dengan diameter puncak 6 meter dan diameter conduit 4 meter. Panjang terowongan conduit 182,70 meter. Serta tebal dinding 0,40 meter dengan tulangan horisontal & vertikal D22-150 mm.

Kata kunci: spillway morning glory, pelimpah corong, spillway

PLANNING OF THE SPILLWAY MORNING GLORY AT SEMANTOK DAM NGANJUK

Name : Wildan Syahrir Ridha
NRP : 3113106051
Departement : Teknik Sipil FTSP ITS
Supervisor : 1. Prof.Dr.Ir.Nadjadji Anwar, Msc
2. Danayanti Azmi Dewi N, ST, MT

ABSTRACT

The spillway construction is one of the components of a dam which has function to protect the dam from overtopping during a flood. Semantok dam is the object on this plan, it is planned to use the type of morning glory spillway. The spillway is a structure that is used to control the release of water flowing from the dam to the downstream areas, shaped tower / funnel which is very effective for dams that do not have sufficient space for the overflow of other spillway types.

This plan consists several analysis such as: analysis of hydrology, hydraulics, stability analysis, and structural analysis. The planned dam has a period of 1000 years with a watershed area of 14.30 km² and length of the river 7.44 km as well as the daily rainfall data as much as 25 years.

From the results of the study obtained that spillway top elevation is +128.00 MASL with maximum flood discharge 125.16 m³ / sec at an elevation of +129.30. The structure height 30.5 meters with the peak of diameter is 6 meters and a diameter of conduit is 4 meter. The lenght of the tunnel conduit is 182.70 meter. As well as the wall thickness of 0.40 meters with a reinforcement horizontal and vertical D22-150 mm.

Keywords: morning glory spillway, pelimpah corong, spillway

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr. Wb

Segala puji dan syukur kami ucapkan kehadirat Allah SWT karena dengan limpahan rahmat-Nya sehingga kami dapat menyelesaikan tugas akhir dengan judul “**Perencanaan Spillway Morning Glory Pada Bendungan Semantok Nganjuk**”.

Tugas akhir ini kami susun dalam rangka untuk memenuhi mata kuliah yang harus ditempuh untuk menyelesaikan studi di Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Terimakasih yang sebesar-besarnya kami ucapkan kepada semua pihak yang telah membantu kelancaran penyusunan tugas akhir ini, terutama kepada:

1. Kedua orang tua dan saudara atas do'a dan dukungannya.
2. Bapak Budi Suswanto, ST, MT, PhD selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil ITS dan seluruh staf Jurusan Teknik Sipil ITS.
3. Prof.Dr.Ir.Nadjadji, Msc dan Danayanti Azmi, ST, MT selaku dosen pembimbing kami yang telah banyak membantu dalam penyusunan tugas akhir ini.
4. Pimpinan dan para staff.
5. Teman-teman kuliah di Jurusan Teknik Sipil ITS semua yang telah banyak membantu dalam pembuatan Tugas Akhir ini.
6. Serta semua pihak yang telah membantu kami dalam penyelesaian tugas akhir ini yang tidak dapat kami sebutkan satu-persatu.

Kami menyadari bahwa dalam tugas akhir kami ini masih jauh dari sempurna, oleh karena itu dengan segala kerendahan

hati kami berkenan menerima kritik dan saran demi kesempurnaan tugas akhir ini.

Akhir kata, semoga tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi kita semua.

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Surabaya, Januari 2016

Penyusun

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
ABSTRAK	ii
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR TABEL	xvi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Manfaat Penelitian	4
1.6 Lokasi	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum	7
2.2 Analisis Hidrologi	9
2.2.1 Curah Hujan Rata-Rata	9
2.2.2 Analisis Frekuensi	13
2.2.3 Perhitungan Distribusi	17
2.2.4 Uji Kecocokan Sebaran	19
2.2.4.1 Uji Chi Kuadrat	19
2.2.4.2 Uji <i>Smirnov-Kolmogorof</i>	21
2.2.5 Kesimpulan Analisa Frekuensi	24
2.2.6 Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang ..	24
2.2.7 Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetis	
GAMA I	24
2.3 Analisis Hidrolika	29
2.3.1 Kurva Tampungn Waduk	30
2.3.2 Perencanaan <i>Spillway Morning Glory</i>	31
2.3.2.1 Perencanaan Puncak Pelimpah (<i>Crest</i>	
<i>Discharge</i>)	32
2.3.2.2 Floud Routing	35
2.3.2.3 Profil Puncak (<i>Crest Profil</i>)	37

2.3.2.4	Desain Pada Bagian Transisi (<i>Transition Design</i>)	44
2.3.2.5	Perencanaan Discharge Conduit	45
2.3.2.6	Peredam Energi	46
2.3.2.7	Menghitung Dimensi Pilar	50
2.3.2.8	Kehilangan Energi	52
2.3.2.9	Perencanaan Tebal <i>Tunnel</i>	53
2.3.3	Perhitungan Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada <i>Spillway Morning Glory</i>	55
2.3.4	Perhitungan Stabilitas <i>Spillway Morning Glory</i>	58
2.3.5	Analisis Struktur	63
2.3.6	Kombinasi Pembebanan	65
2.3.7	Penulangan <i>Spillway Morning Glory</i>	66
BAB III METODOLOGI		69
3.1	Tahapan Perencanaan	69
3.1.1	Study Literatur	69
3.1.2	Pengumpulan Data	69
3.1.3	Study Lapangan	70
3.1.4	Analisa Perencanaan	70
3.1.4.1	Analisa Hidrologi	70
3.1.4.2	Perencanaan <i>Spillway</i>	71
3.2	Flowchart	73
BAB IV ANALISIS HIDROLOGI		75
4.1	Umum	75
4.2	Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata Maksimum Harian	75
4.3	Analisa Data Curah Hujan	76
4.4	Perhitungan Curah Hujan Rencana	77
4.4.1	Distribusi Gumbel	77
4.4.2	Distribusi Log Pearson Type III	85
4.4.3	Uji Kecocokan	88

4.5 Debit Banjir Rencana	100
BAB V PERENCANAAN SPILLWAY	121
5.1 Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk	121
5.2 Perencanaan Spillway	126
5.2.1 Perencanaan Puncak Pelimpah (<i>Crest Discharge</i>).....	127
5.2.2 Penelusuran Banjir Dengan Flood Routing	132
5.2.3 Profil Puncak (<i>Crest Profil</i>).....	136
5.2.4 Desain Pada Bagian Transisi (<i>Transition Design</i>)	142
5.2.5 Perencanaan Saluran Konduit (<i>Discharge Conduit</i>).....	146
5.2.6 Kontrol Diameter Konduit Pada Keadaan <i>Orifice Control</i>	148
5.2.7 Menghitung Kehilangan Energi Pada <i>Spillway</i>	154
5.3 Perhitungan Dimensi Pilar	160
5.4 Perencanaan Kolam Olak	162
BAB VI ANALISA STRUKTUR	169
6.1 Umum.....	169
6.2 Perencanaan Tebal Minimum Tunnel	170
6.3 Menghitung Koefisien Gempa.....	172
6.4 Perhitungan Gaya-Gaya Pada Struktur Bangunan <i>Spillway Morning Glory</i>	182
6.5 Perhitungan Stabilitas <i>Spillway</i>	192
6.6 Pemodelan Struktur.....	211
BAB VII PENUTUP.....	223
DAFTAR PUSTAKA.....	227
BIODATA PENULIS	
LAMPIRAN	



Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Studi	5
Gambar 1.2 Peta lokasi rencana bendungan Semantok	5
Gambar 1.3 Peta DAS dan lokasi rencana bendungan	6
Gambar 2.1 Layout tampungan dan bendungan.....	7
Gambar 2.2 Layout bendungan dan <i>spillway</i>	8
Gambar 2.3 Mengukur tinggi curah hujan dengan cara <i>polygon thiessen</i>	10
Gambar 2.4 Mengukur tinggi curah hujan dengan cara ishoyet	12
Gambar 2.5 Hidrograf satuan sintetik Gama I	25
Gambar 2.6 Sketsa penetapan WF	27
Gambar 2.7 Sketsa penetapan RUA	28
Gambar 2.8 Grafik hubungan antara elevasi, luas, dan volume	31
Gambar 2.9 Gambar <i>spillway morning glory</i>	31
Gambar 2.10 Hubungan koefisien C_o & H_o/R_s	33
Gambar 2.11 Kondisi <i>Crest Control</i> , pipa pelepasan terisi sebagian.....	34
Gambar 2.12 Kondisi <i>Tube or orifice control</i> , kondisi peralihan.....	34
Gambar 2.13 Kondisi <i>Full pipe flow</i> , kondisi terendam.....	35
Gambar 2.14 Profil puncak.....	38
Gambar 2.15 Grafik hubungan H_o/R_s dan H_s/H_o	38
Gambar 2.16 Sketsa desain transisi	45
Gambar 2.17 Sketsa panjang L_1, L_2 , dan L_3	46
Gambar 2.18 Kolam olakan datar tipe I.....	47
Gambar 2.19 Kolam olakan datar tipe II	47
Gambar 2.20 Kolam olakan datar tipe III	48
Gambar 2.21 Kolam olakan datar tipe IV	48
Gambar 2.22 Grafik hubungan bilangan froud dan L/D_2	50
Gambar 2.23 Koefisien kontraksi pilar	
Gambar 2.24 Diagram rasio faktor belokan.....	53
Gambar 2.25 Gambar ilustrasi kestabilan.....	58

Gambar 3.1 Flowchart.....	73
Gambar 4.1 Penentuan Pangsa Sungai Parameter Gama I....	104
Gambar 4.2 Penentuan WU dan WL Dalam Parameter Gama I	104
Gambar 4.3 Sketsa Penetapan AU	105
Gambar 4.4 Grafik hidrograf satuan Gama I.....	109
Gambar 4.5 Grafik hidrograf banjir rencana	120
Gambar 5.1 Tampungan bendungan semantok.....	122
Gambar 5.2 Kurva tampungan.....	125
Gambar 5.3 Perencanaan <i>spillway</i> tipe morning glory.....	126
Gambar 5.4 Hubungan koefisien C_o & H_o/R_s	128
Gambar 5.5 Grafik elevasi muka air waduk vs debit limpahan	130
Gambar 5.6 Kondisi 1. <i>Crest control</i> , pipa pelepasan terisi sebagian	131
Gambar 5.7 Kondisi 2. <i>Tube or Orifice Control</i> , kondisi peralihan	131
Gambar 5.8 Kondisi 3. <i>Full Pipe Flow</i> , kondisi terendam....	131
Gambar 5.9 Grafik <i>Flood Routing</i>	135
Gambar 5.10 Grafik Hubungan elevasi terhadap waktu	136
Gambar 5.11 Gambar perencanaan profil puncak	137
Gambar 5.12 Grafik hubungan H_o/R_s dan H_s/H_o	137
Gambar 5.13 Gambar profil puncak	142
Gambar 5.14 Kurva bagian transisi.....	145
Gambar 5.15 Bentuk profil ambang dengan transisi pada <i>spillway morning glory</i>	145
Gambar 5.16 Sketsa panjang L_1 , L_2 , dan L_3	147
Gambar 5.17 Sketsa elevasi <i>spillway submersible</i>	147
Gambar 5.18 Sketsa <i>tunnel</i>	149
Gambar 5.19 Bentuk profil ambang dengan transisi diameter konduit $D=4$ meter	150
Gambar 5.20 Sketsa aliran yang masuk ke bagian kerongkongan <i>morning glory</i>	154
Gambar 5.21 Diagram moody	157
Gambar 5.22 Diagram rasio faktor belokan	159

Gambar 5.23 Kehilangan energi	160
Gambar 5.24 Sketsa rencana letak pilar	161
Gambar 5.25 Sketsa rencana dimensi pilar.....	161
Gambar 5.26 Hubungan angka froud dan L/D^2	165
Gambar 5.27 Hubungan angka froud dan kemiringan (α).....	166
Gambar 5.28 Kolam olak USBR tipe II.....	166
Gambar 6.1 Dimensi Vertikal Shaft <i>Morning Glory</i>	169
Gambar 6.2 Ukuran dan bentuk <i>Vertical Shaft Morning Glory</i>	171
Gambar 6.3 Peta Gempa (Gambar 9. SNI 03 – 1726 – 2012)	172
Gambar 6.4 Peta Gempa (Gambar 9. SNI 03 – 1726 – 2012)	173
Gambar 6.5 Diagram gaya dan arah gaya yang berada di titik berat diagram gaya.....	182
Gambar 6.6 Detail Gaya Vertikal Berat Sendiri	184
Gambar 6.7 Titik Berat Tiap Segmen.....	188
Gambar 6.8 Permodelan Pelimpah <i>Morning Glory</i> 3D dengan SAP2000	211
Gambar 6.9 Hasil input <i>water surface</i> pembebanan stuktur bangunan pelimpah <i>morning glory</i>	213
Gambar 6.10 Hasil input tekanan tanah pembebanan stuktur bangunan pelimpah <i>morning glory</i>	213
Gambar 6.11 Hasil input tekanan sedimen pembebanan stuktur bangunan pelimpah <i>morning glory</i>	214
Gambar 6.12 Nilai & arah input beban.....	214
Gambar 6.13 Input Kurva Respons Spektrum pada SAP	216
Gambar 6.14 Input Respons Spektrum Arah X pada SAP	218
Gambar 6.15 Input Respons Spektrum Arah Y pada SAP	219
Gambar 6.16 Sketsa tulangan horisontal dan vertikal	221
Gambar 7.1 Rencana existing dengan menggunakan <i>spillway</i> samping.....	223
Gambar 7.2 Penggunaan lahan tanpa <i>spillway</i> samping.....	224



Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Nilai kritis Uji Smirnov-Kolmogorov.....	23
Tabel 2.2 Koordinat kurva lengkung ambang pelimpah untuk nilai H_s/R_s pada $P/R_s = 2$	39
Tabel 2.3 Koordinat kurva lengkung ambang pelimpah untuk nilai H_s/R_s pada $P/R_s = 0,3$	41
Tabel 2.4 Koordinat kurva lengkung ambang pelimpah untuk nilai H_s/R_s pada $P/R_s = 0,15$	43
Tabel 2.5 Koefisien kontraksi pilar	51
Tabel 2.6 Persyaratan fisik dan dimensi <i>tunnel</i>	54
Tabel 2.7 Koefisien daya dukung tanah	62
Tabel 4.1 Data curah hujan maksimum.....	76
Tabel 4.2 Perhitungan metode gumbel.....	79
Tabel 4.3 Tabel harga reduced mean (y_n)	80
Tabel 4.4 Tabel harga reduced deviation.....	81
Tabel 4.5 Perhitungan Y_t	82
Tabel 4.6 Perhitungan curah hujan rencana dengan metode gumbel	83
Tabel 4.7 Parameter statistik untuk menentukan jenis distribusi	85
Tabel 4.8 Perhitungan log pearson type III	87
Tabel 4.9 Hasil perhitungan hujan rencana dengan metode log pearson type III.....	88
Tabel 4.10 Nilai kritis.....	91
Tabel 4.11 Nilai variable reduksi gauss	93
Tabel 4.12 Nilai batas tiap kelompok.....	95
Tabel 4.13 Perhitungan uji chi-kuadrat	96
Tabel 4.14 Nilai chi-kuadrat teoritis	97
Tabel 4.15 Nilai kritis DO untuk uji smirnov-kolmogorov	98
Tabel 4.16 Perhitungan smirnov-kolmogorov distribusi log-pearson type III.....	99
Tabel 4.17 Pedoman kriteria umum banjir rancangan untuk bendungan	100
Tabel 4.18 Angka koefisien pengaliran.....	101

Tabel 4.19 Kurva hidrograf untuk $0 < t < TR = 3,063$	107
Tabel 4.20 Kurva hidrograf untuk $t > TR = 3,063$	107
Tabel 4.21 Curah hujan efektif.....	111
Tabel 4.22 HSS Gama I akibat curah hujan 2 tahun (102,66 mm)	113
Tabel 4.23 HSS Gama I akibat curah hujan 5 tahun (119,90 mm)	114
Tabel 4.24 HSS Gama I akibat curah hujan 10 tahun (131,05 mm)	115
Tabel 4.25 HSS Gama I akibat curah hujan 25 tahun (144,17 mm)	116
Tabel 4.26 HSS Gama I akibat curah hujan 50 tahun (153,54 mm)	117
Tabel 4.27 HSS Gama I akibat curah hujan 100 tahun (162,62 mm)..	118
Tabel 4.28 HSS Gama I akibat curah hujan 1000 tahun (191,67 mm)..	119
Tabel 5.1 Perhitungan lengkung kapasitas.....	123
Tabel 5.2 Hubungan elevasi air waduk dan debit limpasan ...	128
Tabel 5.3 Perhitungan fungsi simpanan outflow	133
Tabel 5.4 Hubungan elevasi,tampungan, dan debit	133
Tabel 5.5 Perhitungan <i>flood routing</i>	134
Tabel 5.6 Koordinat P/Rs = 2,0	138
Tabel 5.7 Koordinat X dan Y pada $H_s = 1,371$	140
Tabel 5.8 Hasil perhitungan jari-jari bagian transisi	144
Tabel 5.9 Elemen-elemen geometris penampang lingkaran...	151
Tabel 5.10 Penentuan nilai C	155
Tabel 5.11 Kekasaran ekivalen untuk pipa baru.....	158
Tabel 6.1 Faktor amplikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik	174
Tabel 6.2 Besarnya nilai faktor amplikasi untuk periode 1 detik	174
Tabel 6.3 Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x	177
Tabel 6.4 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung	178

Tabel 6.5 Faktor keutamaan gempa	179
Tabel 6.6 Faktor R , C_d , dan Ω untuk sistem penahan gempa..	180
Tabel 6.7 Volume bangunan dalam m ³ (per meter panjang)..	185
Tabel 6.8 Berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung	186
Tabel 6.9 Titik berat konstruksi	188
Tabel 6.10 Kondisi pembebanan berat sendiri.....	194
Tabel 6.11 Kondisi 2 pembebanan.....	196
Tabel 6.12 Kondisi 3 pembebanan.....	199
Tabel 6.13 Kondisi 4 pembebanan.....	202
Tabel 6.14 Kondisi 5 pembebanan.....	205
Tabel 6.15 Kondisi 6 pembebanan.....	208
Tabel 6.16 Rekapitulasi stabilitas <i>spillway</i>	210
Tabel 6.17 Syarat tebal selimut dan diameter minimum tulangan untuk beton cor ditempat.....	220



Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Air merupakan sendi utama kehidupan manusia. Air bukan hanya untuk sekedar memenuhi kebutuhan mendasar manusia sebagai air minum, namun juga berfungsi untuk sumber penghidupan seperti mengairi lahan pertanian, perikanan, hingga pembangkit listrik

Pada musim penghujan air berlimpah-limpah. Sehingga sungai tidak mampu lagi menampung aliran air dan akan menyebabkan adanya banjir. Sementara pada musim kemarau air berkurang, padahal kebutuhan air untuk rumah tangga, listrik, irigasi, dan lain-lain masih tetap berlangsung dan alam kondisi seperti ini terjadi kekurangan air. Untuk itu perlu dibuat bendungan sebagai alternatif penyimpanan air.

Salah satu komponen konstruksi bendungan adalah *spillway*. Bangunan *spillway* disediakan untuk meluapkan debit aliran air lebih atau banjir pada tampungan bendungan yang menyebabkan naiknya muka air dan untuk menghindari *overtopping* pada bendungan. Salah satu jenis *spillway* yang digunakan pada bendungan adalah tipe *morning glory*.

Spillway Morning Glory merupakan suatu struktur yang digunakan untuk mengendalikan pelepasan air yang mengalir dari bendungan ke daerah hilir, berbentuk menara/cerobong yang sangat efektif untuk bendungan yang tidak memiliki ruang yang cukup untuk pelimpah jenis lainnya. Bagian dasar *spillway* ini merupakan struktur yang digunakan untuk melepaskan air secara teratur.

Dalam sebuah perhitungan dan perencanaan sebuah *spillway*, tentunya membutuhkan sebuah pertimbangan-pertimbangan agar didapat hasil efektif dan efisien terutama dari segi dimensi, kestabilan dan strukturnya sendiri.

Bendungan Semantok yang direncanakan terletak di 25 km sebelah utara kota Nganjuk, tepatnya di Kecamatan Rejoso, Kabupaten Nganjuk. Selain untuk irigasi, bendungan multi-fungsi tersebut akan di manfaatkan untuk pembangkit listrik, dan pariwisata.

Spillway ini akan dirancang untuk beroperasi dalam keadaan terendam atau tenggelam. Sehingga, di dalam laporan tugas akhir ini penyusun akan menyusun sebuah tugas akhir yang berjudul **“Perencanaan *Spillway Morning Glory* pada Bendungan Semantok, Nganjuk.”**

1.2 Perumusan Masalah

Permasalahan yang akan dibahas dalam laporan tugas akhir ini adalah :

1. Bagaimana menganalisa hidrologi untuk mengetahui debit yang melewati *spillway morning glory* ?
2. Bagaimana merencanakan tipe dan dimensi *spillway morning glory* pada bendungan Semantok Nganjuk ?
3. Bagaimana kestabilan *spillway* yang direncanakan?
4. Bagaimana perencanaan struktur beton bertulang *spillway morning glory* ?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari perencanaan *spillway morning glory* adalah :

1. Mendapatkan debit rencana *spillway morning glory*
2. Mengetahui dimensi *morning glory*
3. Mengetahui stabilitas *Spillway Morning Glory*
4. Mengetahui perencanaan struktur *spillway morning glory*

1.4 Batasan Masalah

Untuk mengatasi masalah yang begitu kompleks dalam perencanaan *spillway morning glory* ini, maka dalam tugas akhir yang berjudul “Perencanaan *Spillway Morning Glory* pada Bendungan Semantok, Nganjuk” tidak diperhitungkan :

- a. Analisa ekonomi
- b. Metode pelaksanaan.
- c. Perhitungan sedimentasi.
- d. Struktur horisontal
- e. Analisa dan dampak lingkungan

1.5 Manfaat Penelitian

Tugas akhir ini diharapkan dapat merencanakan *spillway morning glory* sesuai dengan kapasitas yang diperlukan, sehingga warga kecamatan Rejoso, Nganjuk dapat terpenuhi dan taraf hidup masyarakat di daerah tersebut dapat meningkat.

1.6 Lokasi

Rencana lokasi Bendungan Semantok terletak pada sungai semantok yang berada di kecamatan Rejoso Kabupaten Nganjuk, kurang lebih 25 km sebelah utara kota Nganjuk.

Secara Geografis terletak pada koordinat antara $111^{\circ}5' - 112^{\circ}13'$ BT dan $7^{\circ}20' - 7^{\circ}50'$ LS, dengan batas wilayah :

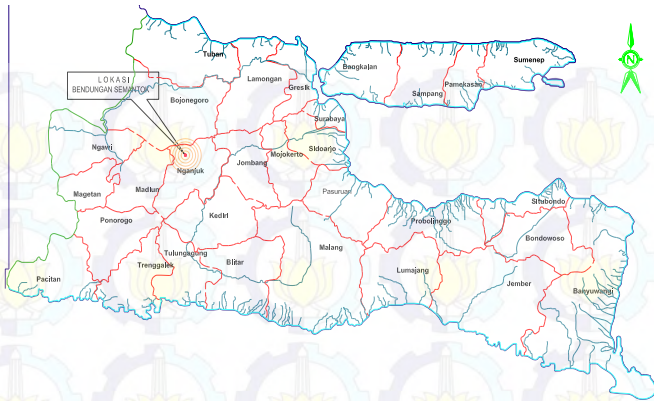
Batas Utara : Kabupaten Bojonegoro

Batas Timur : Kabupaten Jombang

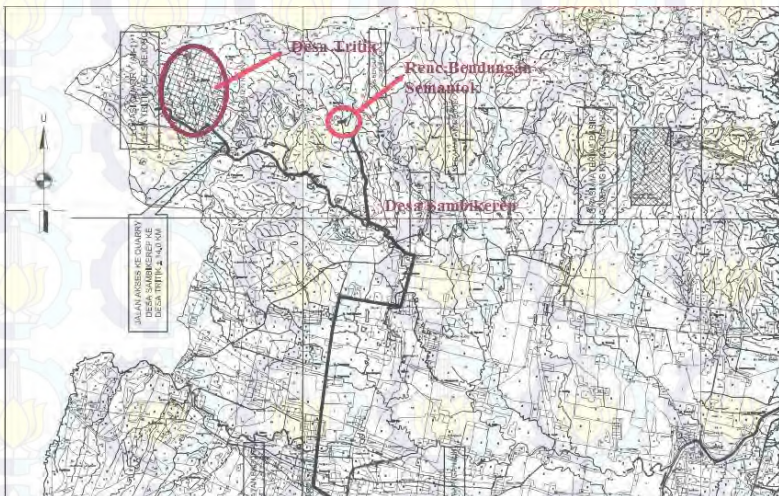
Batas Selatan : Kabupaten Kediri dan Trenggalek

Batas Barat : Kabupaten Ponorogo dan Madiun

Pada gambar 1.1 adalah peta lokasi studi bendungan Semantok. Dan pada peta 1.2 adalah peta rencana bendungan Semantok serta daerah *quarry* untuk bendungan Semantok.

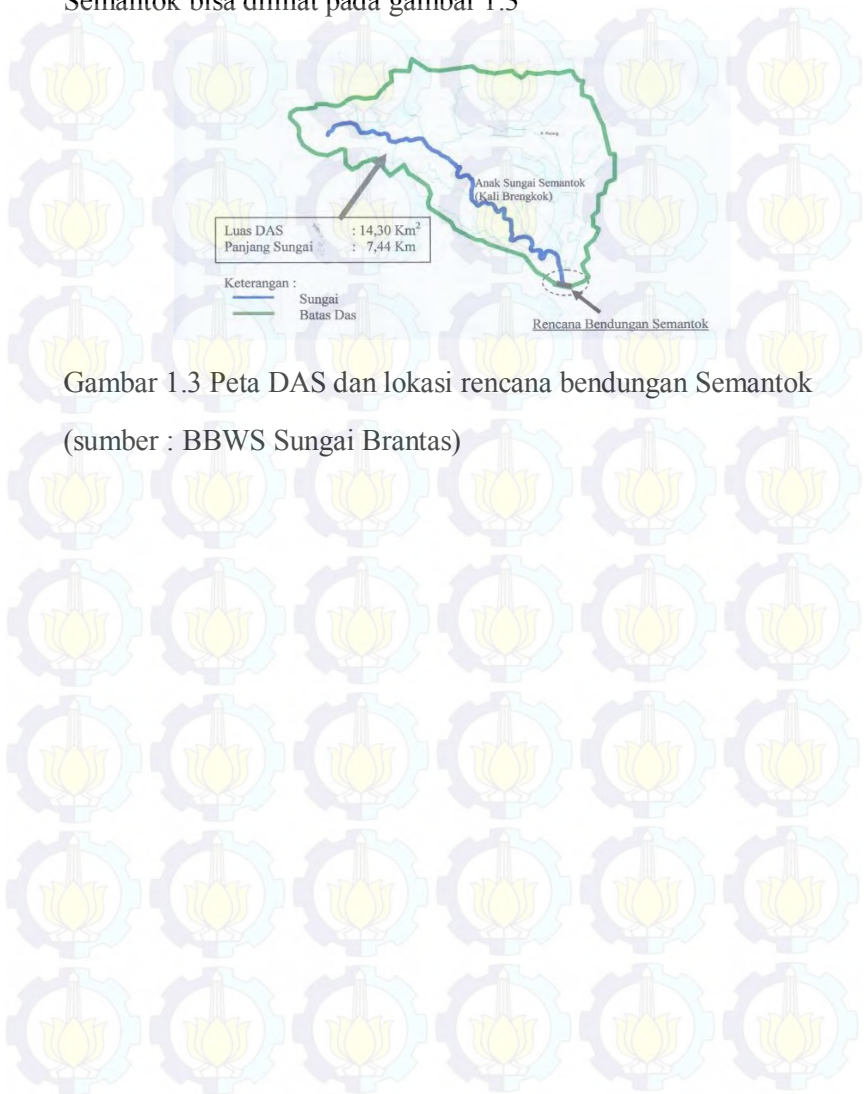


Gambar 1.1 Lokasi Studi (sumber : BBWS Sungai Brantas)



Gambar 1.2 Peta lokasi rencana bendungan Semantok
(sumber : BBWS Sungai Brantas)

Sedangkan untuk DAS dan lokasi rencana bendungan Semantok bisa dilihat pada gambar 1.3



Gambar 1.3 Peta DAS dan lokasi rencana bendungan Semantok
(sumber : BBWS Sungai Brantas)

BAB II

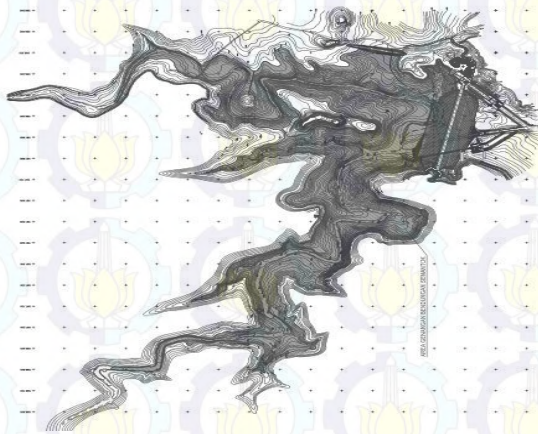
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Data yang digunakan sebagai acuan perencanaan teknis *spillway morning glory*, dalam proses pengolahan data adalah sebagai berikut:

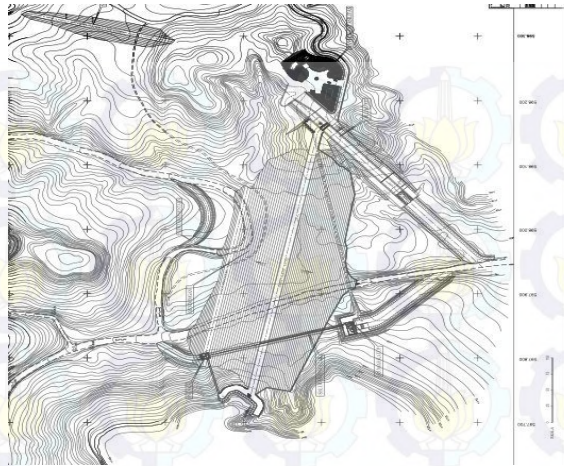
1. Peta topografi wilayah Kab. Nganjuk.
2. Data hujan selama 25 tahun dengan satu stasiun.
3. Data tanah.

Data-data tersebut berdasarkan pencatatan yang dilakukan oleh Balai Besar Wilayah Sungai Brantas yang ada di sekitar daerah pengaliran. Gambar 2.1 adalah layout rencana tampungan bendungan Semantok.



Gambar 2.1 Layout Tampungan dan Bendung

(Sumber : Balai Besar Wilayah Sungai Brantas)



Gambar 2.2 Layout Bendungan & Spillway

(Sumber : Balai Besar Wilayah Sungai Brantas)

Sebelumnya sudah dilakukan study oleh PT.Indra Karya(persero).tbk dimana data-data bendungan yang diperoleh dari perencanaan PT.Indra Karya(persero).tbk adalah sebagai berikut :

Kondisi bendung dan waduk :

- Data-data bendung:

Elevasi puncak	= +131,25 m
Tinggi bendungan	= 40,25 m
Panjang puncak	= 200,34 m
- Data-data waduk:

Elevasi air tertinggi	= +129,13 m
Elevasi air terendah	= +117,70 m

Dan proses perencanaan *spillway morning glory* ini meliputi:

2.2 Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi adalah analisis awal dalam perencanaan konstruksi bangunan air. Dari perhitungan analisis hidrologi akan didapatkan besar debit yang mengalir, sehingga dari data debit tersebut dapat ditentukan besar dimensi konstruksi bangunan air.

Analisis hidrologi ini meliputi perhitungan curah hujan rata-rata, analisa distribusi, dan hidrograf banjir.

2.2.1 Curah Hujan Area

Data curah hujan dari satu tempat atau satu titik merupakan data yang didapatkan dari alat penakar hujan. Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata diseluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah dan dinyatakan dalam mm. Untuk menghitung curah hujan dapat menggunakan beberapa metode :

2.2.1.1 Cara Tinggi Rata-Rata

Tinggi rata-rata curah hujan didapatkan dengan mengambil nilai rata-rata hitung (*arithmetic mean*) pengukur hujan di pos penakar-penakar hujan di dalam areal tersebut. Jadi

$$d = \frac{d_1 + d_2 + d_3 + \dots + d_n}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{n} \dots \dots \dots (2.1)$$

Dengan :

d = Tinggi curah hujan rata-rata (mm)

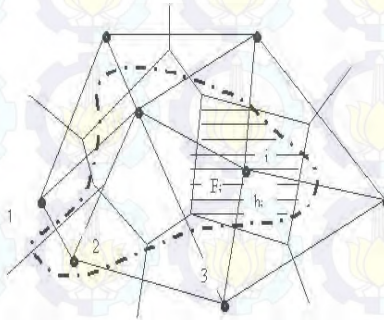
$d_1, d_2 \dots d_n$ = Tinggi curah hujan pada pos penakar
1,2,...,n (mm)

n = Banyaknya pos penakar

(Sumber : Soemarto,1999:10)

2.2.1.2 Cara *Polygon Thiessen*

Cara ini berdasarkan rata-rata timbang (*weight average*). Masing-masing penakar mempunyai daerah pengaruh yang di bentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung di antara dua buah atau lebih penakar,(lihat gambar 2.3)



Gambar 2.3 Mengukur tinggi curah hujan dengan cara *Polygon Thiessen*

(Sumber : Soemarto,1999:10)

Missal A_1 adalah luas daerah pengaruh pos penakar 1, A_2 luas daerah pengaruh pos penakar 2 dan seterusnya.

Jumlah $A_1 + A_2 + \dots + A_n = A$ adalah jumlah luas seluruh areal yang dicari tinggi curah hujan rata-ratanya.

$$d = \frac{A_1 d_1 + A_2 d_2 + A_3 d_3 + \dots + A_n d_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i d_i}{A_i} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i d_i}{A} \dots \dots \dots (2.2)$$

Jika $\frac{A_i}{A} = p_i$ merupakan persentase luas pada pos I yang jumlahnya untuk seluruh luas adalah 100%, maka

$$d = \sum_{i=1}^n p_i d_i$$

A = Luas areal (km^2)

d = Tinggi curah hujan rata-rata areal (mm)

$d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$ = Tinggi curah hujan di pos 1, 2, 3, ..., n (mm)

$A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ = Luas daerah pengaruh pos 1, 2, 3, ..., n (km^2)

$$\sum_{i=1}^n p_i = \text{jumlah persentase luas} = 100\%$$

(Sumber : Soemarto, 1999:11)

2.2.1.3 Cara Isohyet

Dengan cara ini kita harus menggambar dulu kontur tinggi hujan yang sama (*isohyet*), seperti terlihat gambar pada gambar 2.4.



Gambar 2.4 Mengukur tinggi curah hujan dengan cara Isohyet

(Sumber : Soemarto,1999:11)

Kemudian luas bagian di antara isohyet-isohyet yang berdekatan di ukur, dan nilai rata-ratanya dihitung sebagai nilai rata-rata timbang nilai kontur, sebagai berikut :

$$d = \frac{\frac{d_0 + d_1}{2} A_1 + \frac{d_1 + d_2}{2} A_2 + \dots + \frac{d_{n-1} + d_n}{2} A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

$$= \frac{\sum_{i=1}^n \frac{d_{i-1} + d_i}{2} A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{d_{i-1} + d_i}{2} A_i}{A} \dots\dots\dots (2.3)$$

Metode ini memerlukan jaringan pos penakar yang relatif lebih padat yang memungkinkan untuk membuat isohyet. Pada waktu menggambar garis-garis isohyet sebaiknya juga memperhatikan pengaruh bukit atau gunung terhadap distribusi hujan.

(Sumber : Soemarto,1999:12)

2.2.2 Analisis Frekuensi

Rangkaian data-data hidrologi yang tersedia diolah dengan menggunakan pendekatan ilmu statistika. Perhitungan analisa frekuensi diuraikan dengan menggunakan beberapa teori distribusi probabilitas kontinyu. Distribusi probabilitas yang umum digunakan adalah:

- a. Distribusi Normal
- b. Distribusi Gumbel
- c. Distribusi Log Person Type III

2.2.2.1 Metode Distribusi Normal

1. Nilai rata – rata

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \dots\dots\dots (2.4)$$

Dimana :

\bar{X} = Nilai rata – rata (mm)

X_i = Nilai pengukuran dari suatu variant (mm)

n = Jumlah data

2. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n \times \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n-1) \times (n-2) \times S^3} \dots\dots\dots (2.5)$$

(Sumber : Soewarno. 1995 : 81)

Dimana :

Cs = Koefisien kemencengan

Sd = Standart Deviasi dari sample (mm)

\bar{X} = Rata – rata hitung dari sample (mm)

X_i = Nilai variant ke-I (mm)

n = Jumlah data

3. Koefisien Kurtosis

$$Ck = \frac{n^2 \times \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1) \times (n-2) \times (n-3) \times S^4} \dots\dots\dots (2.6)$$

(Sumber : Soewarno. 1995 : 89)

Dimana :

Ck = Koefisien Kurtosis

Sd = Standart Deviasi dari sampel (mm)

\bar{X} = Rata – rata hitung dari sample (mm)

X_i = Nilai variant ke-I (mm)

n = Jumlah data

2.2.2.2 Metode Distribusi Gumbel

Untuk menghitung curah hujan dengan masa ulang tertentu menurut Gumbel dapat dipakai perumusan sebagai berikut :

$$X = \bar{X} + \frac{s}{s_n} (Y - Y_n) \quad (2.7)$$

(Sumber : Soewarno. 1995 : 127)

Dimana :

X = Hujan dengan masa ulang T

\bar{X} = Nilai rata-rata hitung variant

S = Standar devisiasi

Y = Nilai reduksi variant dari variable yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu, atau dapat dihitung dengan rumus:

$$Y = -\ln[-\ln(\frac{T-1}{T})] \text{ untuk } T \geq 20, \text{ maka } = \ln T \quad (2.8)$$

(Sumber : Soewarno. 1995 : 128)

Dimana :

T = Periode ulang

Y_n = Nilai rata – rata reduksi dari variant (mean of reduced variable) nilainya tergantung dari Jumlah data (n)

S_n = Deviasi standart dari reduksi variant (standart deviation of the reduced variant) nilai datanya tergantung dari jumlah data (n)

2.2.2.3 Metode Log Pearson Type III

Perkiraan besarnya probabilitas hujan rencana dengan periode ulang T tahun dengan metode ini menggunakan perumusan :

$$\text{Log } X = \overline{\log X} + k \cdot S \cdot \overline{\log X} \quad \dots\dots\dots(2.9)$$

(Sumber : Soewarno. 1995 : 143)

Dimana :

$$\overline{\log X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log X}{n} \quad \dots\dots\dots(2.10)$$

(Sumber : Soewarno. 1995 : 142)

$$S \cdot \overline{\log X} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log X - \overline{\log X})^2}{n-1}} \quad \dots\dots\dots(2.11)$$

(Sumber : Soewarno. 1995 : 143)

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log X - \overline{\log X})}{(n-1).(n-2).(S.\log X)} \dots\dots\dots(2.12)$$

(Sumber : Soewarno. 1995 : 143)

Dimana :

X = Curah Hujan Rencana Periode ulang T tahun

S = Standart Deviasi

N = Jumlah Data

Cs = Koefisien Kemencengan

2.2.3 Perhitungan Distribusi

Sebelum memilih distribusi probabilitas yang akan dipakai, dilakukan perhitungan analisa terlebih dahulu terhadap data yang ada. Parameter-parameter statistik yang dimiliki data adalah \bar{X} , S, Cs, dan Ck. Berdasarkan hasil perhitungan parameter statistik tersebut dimana didapatkan harga Cs dan Ck maka dipilih persamaan distribusi untuk diuji sebagai perbandingan.

Adapun rumus-rumus yang dipakai dalam penentuan distribusi tersebut antara lain:

a. Nilai rata-rata

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \dots\dots\dots(2.13)$$

Keterangan:

\bar{X} = nilai rata-rata (mm)

X_i = nilai pengukuran dari suatu varian (mm)

n = jumlah data

(Sumber: Triatmojo, 2010)

b. Standar Deviasi (S)

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.14)$$

Keterangan:

\bar{X} = nilai rata-rata (mm)

X_i = nilai pengukuran dari suatu varian (mm)

n = jumlah data

S = Standar Deviasi (mm)

(Sumber: Triatmojo, 2010)

c. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n \times \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n-1) \times (n-2) S^3} \dots\dots\dots (2.15)$$

Keterangan:

\bar{X} = nilai rata-rata (mm)

X_i = nilai pengukuran dari suatu varian (mm)

n = jumlah data

S = Standar Deviasi (mm)

Cs = koefisien kemencengan

(Sumber: Triatmojo, 2010)

d. Koefisien Kurtosis (Ck)

$$Ck = \frac{n^2 \times \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1) \times (n-2) \times (n-3) \times S^4} \dots\dots\dots (2.16)$$

Keterangan:

\bar{X} = nilai rata-rata (mm)

X_i = nilai pengukuran dari suatu varian (mm)

n = jumlah data

S = Standar Deviasi (mm)

Ck = koefisien kurtosis

(Sumber: Triatmojo, 2010)

2.2.4 Uji Kecocokan Sebaran

Untuk menentukan apakah fungsi distribusi probabilitas yang dipilih telah sesuai dan dapat mewakili distribusi frekuensi dari sampel data yang ada, maka diperlukan pengujian parameter. Dalam masalah ini yang dipakai adalah Uji Chi – Kuadrat dan Uji *Smirnov – Kolmogorov*.

Jika pada pengujian fungsi distribusi probabilitas yang dipilih memenuhi ketentuan persyaratan kedua uji tersebut, maka distribusi yang dipilih dapat diterima.

2.2.4.1 Uji Chi Kuadrat

Uji Chi – Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X_2 , oleh karena itu disebut dengan uji Chi – Kuadrat. Parameter X_2 dapat dihitung dengan rumus :

$$X_h^2 = \sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots(2.17)$$

(Sumber : Soewarno. 1995 : 194)

Dimana :

X_h^2 = Parameter Chi kuadrat terhitung

\sum = Jumlah sub kelompok

O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i

E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

Prosedur uji Chi – Kuadrat adalah :

- 1) Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya).
- 2) Kelompokkan data menjadi G sub – grup, tiap – tiap sub grup minimal 4 data pengamatan. Tidak ada aturan yang pasti tentang penentuan jumlah kelas (grup), H.A. Sturges pada tahun 1926 mengemukakan suatu perumusan untuk menentukan banyaknya kelas, yaitu :

$$k = 1 + 3.322 \log(n)$$

k : banyaknya kelas

n : banyaknya nilai observasi (data)

- 3) Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i untuk tiap – tiap sub grup.

- 4) Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i .
- 5) Tiap – tiap sub – grup hitung nilai :

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$
- 6) Jumlahkan seluruh G sub grup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai Chi – Kuadrat hitung.
- 7) Menentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R = 1$, untuk distribusi Poisson).

Interpretasi hasilnya adalah :

- 1) Apabila peluang lebih besar dari 5 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- 2) Apabila peluang lebih kecil dari 1 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
- 3) Apabila peluang berada diantara 1 % sampai 5 %, adalah tidak mungkin mengambil keputusan, maka perlu penambahan data.

2.2.4.2 Uji Smirnov Kolmogorov

Uji kecocokan ini sering disebut uji kecocokan non parametric, karena pengujian tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Rumus yang digunakan adalah:

$$D = \text{Maksimum} \square P \square X_m \square \square \square P' \square X_m \square \dots\dots\dots(2.18)$$

(Sumber : Soewarno. 1995 : 195)

Dengan:

$$P(X) = \frac{m}{(n+1)} \dots\dots\dots(2.19)$$

$$F(t) = \frac{x - X}{s} \dots\dots\dots(2.20)$$

$$P(X) = f(t) = 1 - t \dots\dots\dots(2.21)$$

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing – masing data tersebut.
2. Tentukan nilai masing – masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).
3. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)]$$

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov – Kolmogorov test*) tentukan harga D_0 .

Apabila D lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar dari D_0

maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2.1 Nilai Kritis Uji Smirnov – Kolmogorov

No	N	A			
		0,20	0,10	0,05	0,01
1	5	0,45	0,51	0,56	0,67
2	10	0,32	0,37	0,41	0,49
3	15	0,27	0,30	0,34	0,40
4	20	0,23	0,26	0,29	0,36
5	25	0,21	0,24	0,27	0,32
6	30	0,19	0,22	0,24	0,29
7	35	0,18	0,20	0,23	0,27
8	40	0,17	0,19	0,21	0,25
9	45	0,16	0,18	0,20	0,24
10	50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50		1,07/ $N^{0,5}$	1,22/ $N^{0,5}$	1,36/ $N^{0,5}$	1,63/ $N^{0,5}$

(Sumber : Soewarno. 1995 : 199)

Catatan : α = derajat kepercayaan.

2.2.5 Kesimpulan Analisa Frekuensi

Pada pengujian uji *Smirnov Kolmogorov*, meskipun menggunakan perhitungan matematis namun kesimpulan hanya berdasarkan bagian tertentu (sebuah varian)

yang mempunyai penyimpangan terbesar, sedangkan uji Chi kuadrat menguji penyimpangan distribusi data pengamatan dengan mengukur secara matematis kedekatan antara data pengamatan dan seluruh bagian garis persamaan distribusi teoritisnya.

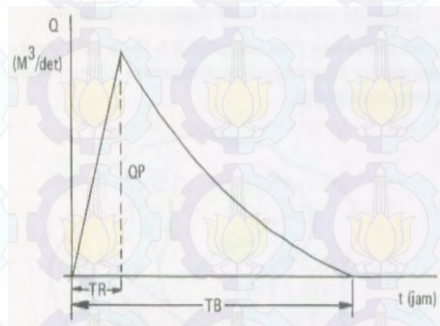
2.2.6 Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang

Setelah kecocokan dari distribusi yang diasumsikan dapat dibenarkan secara statistik dengan uji kecocokan, untuk menghitung curah hujan periode ulang digunakan metode persamaan dari distribusi yang dipilih. Dari perhitungan curah hujan menggunakan persamaan distribusi yang dipilih dengan menghitung harga maksimum dari persamaan distribusi tersebut. (Sumber : Soewarno, 1995)

2.2.7 Perhitungan hidrograf satuan sintetis GAMA I

Hidrograf adalah suatu kurva yang menjelaskan tentang hubungan antara parameter aliran dan waktu. Metode yang digunakan untuk menghitung debit banjir rencana adalah Unit Hidrograph Sintetis GAMA I. Terdapat tiga bagian pada hidrograf, yakni:

- Sisi naik (*rising limb*, A) adalah keadaan daerah aliran pada saat sebelum terjadi hujan sampai mulai terjadi hujan.
- Sisi puncak (*crest*, B) adalah keadaan puncak besarnya debit maksimum saat hujan.
- Sisi turun (*recession limb*, C) adalah keadaan daerah pada saat tidak ada lagi aliran dari hujan yang masuk ke dalam sungai.



Gambar 2.5 Hidrograf satuan sintetik GAMA I

(Sumber: Triatmodjo, 2010)

Hidrograf satuan sintetis Gama I dikembangkan oleh (Harto, 2000) berdasarkan perilaku hidrologis 30 DAS di Pulau Jawa. Meskipun diturunkan dari data DAS di Pulau Jawa, ternyata hidrograf satuan sintetis Gama I juga berfungsi baik untuk berbagai daerah lain di Indonesia. (Triatmodjo, 2010).

Bentuk hidrograf satuan sintetis Gama I dapat dihitung rumus sebagai berikut.

- Hitungan waktu puncak HSS GAMA I (TR)

$$TR = 0,43 \left(\frac{L}{100.SF} \right)^3 + 1,0665 \text{ SIM} + 1,2775 \dots \dots \dots (2.22)$$

2. Hitungan debit puncak banjir (QP)

$$QP = 0,1836 A^{0,5886} TR^{-0,4008} JN^{0,2381} \dots\dots\dots(2.23)$$

3. Hitungan waktu dasar (TB)

$$TB = 27,4132 TR^{0,1457} S^{-0,0986} SN^{0,7344} RUA^{0,2574} \dots\dots\dots(2.24)$$

4. Koefisien resesi (K)

$$K = 0,5617 A^{0,1798} S^{-0,1446} SF^{-1,0897} D^{0,0452} \dots\dots\dots(2.25)$$

5. Aliran dasar (QB)

$$QB = 0,4715 A^{0,6444} D^{0,9430} \dots\dots\dots(2.26)$$

6. Indeks infiltrasi (ϕ)

$$\Phi = 10,4903 - 3,859 \cdot 10^{-6} \cdot A^2 + 1,6985 \cdot 10^{-13} \left(\frac{A}{SN} \right)^4 \dots\dots\dots(2.27)$$

Dengan:

A : luas DAS (km²)

L : panjang sungai utama (km)

S : kemiringan dasar sungai

SF : faktor sumber, jumlah panjang sungai tingkat satu dibagi dengan jumlah panjang sungai semua tingkat.

SN : frekuensi sumber, jumlah pangsa sungai tingkat satu

dibagi dengan jumlah pangsa sungai semua tingkat.

WF : faktor lebar, perbandingan antara lebar DAS yang diukur di titik sungai yang berjarak 0,75 L dengan lebar DAS yang diukur di sungai yang berjarak 0,25 L dari stasiun hidrometri. (Gambar 2.6)

JN : jumlah pertemuan sungai.

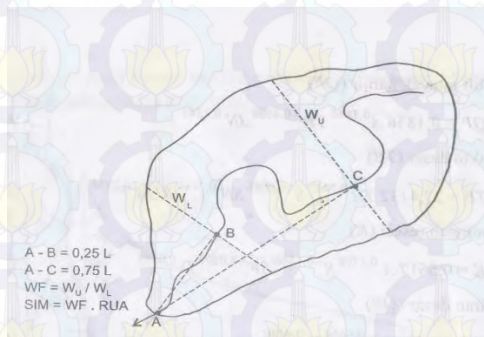
SIM : faktor simetri, hasil kali antara WF dengan A.

AU : luas DAS sebelah hulu (km^2).

D : kerapatan jaringan kuras, jumlah panjang sungai semua tingkat dibagi luas DAS.

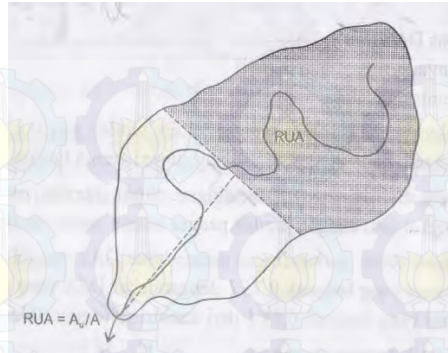
RUA: Luas relatif DAS sebelah hulu, luas DAS sebelah hulu dibagi luas DAS (km^2). (Gambar 2.7)

(Sumber: Triatmojo, 2010)



Gambar 2.6 Sketsa penetapan WF

(Sumber: Triatmojo, 2010)



Gambar 2.7 Sketsa penetapan RUA

(Sumber: Triatmojo, 2010)

Parameter hidrograf satuan Gama I tersebut digunakan untuk menghitung ordinat hidrograf pada beberapa waktu yang ditetapkan ($t=0, 1, 2, \dots, n$)

a. Untuk $0 < t < TR$ (jam)

Kurva naik hidrograf adalah linier, dengan nilai $Qt = 0$ pada $t=0$ sampai $Qt=Qp$ pada waktu $t=TR$.

(Sumber: Triatmojo, 2010)

b. Untuk $t > TR$ (jam)

Kurva mengikuti persamaan:

$$Qt = Qp e^{-t/K}$$

Keterangan:

Q_t : debit pada jam ke t (m^3/d)

Q_p : debit puncak (m^3/d)

t : waktu dari saat terjadinya debit puncak (jam)

K : koefisien tampungan (jam)

(Sumber: Triatmojo, 2010)

Ordinat hidrograf pada bagian sisi naik dan sisi resesi digabung. Selanjutnya dihitung volume limpasan yang diperoleh dengan penjumlahan dari perkalian antara ordinat hidrograf satuan dengan interval waktu hidrograf:

$$V = (Q_t + Q_{t+1}) \times (T_t + T_{t+1}) \times 0,5 \times 60 \times 60 \dots\dots\dots (2.28)$$

Kedalaman hujan diperoleh dari pembagian antara volume limpasan dan luas DAS, yang nilainya harus sama dengan 1 (satu). Apabila hasil kedalaman hujan (h) tidak sama dengan satu, maka perlu dilakukan koreksi terhadap hidrograf satuan dengan mengkalikan factor koreksi $f = 1/h$ dengan ordinat hidrograf satuan dan hasilnya adalah hidrograf satuan terkoreksi. (Triatmojo, 2010)

2.3 Analisis Hidrolika

Analisis hidrolika merupakan tahap kedua dalam perencanaan konstruksi bangunan air. Perhitungan hidrolika dilakukan setelah perhitungan hidrologi selesai, karena dalam perhitungan hidrolika membutuhkan debit banjir rencana yang

terdapat dalam perhitungan hidrologi. Adapun perhitungan hidrolika meliputi :

2.3.1 Kurva Tampungan Waduk

Kurva tampungan waduk didapat dari perpaduan antara grafik elevasi dan area dengan grafik elevasi dan volume. Adapun luas area dan volume tampungan didapat dari peta topografi wilayah waduk.

Dari peta topografi akan didapat elevasi dan luas area di tiap-tiap elevasi. Untuk volume tampungan waduk dihitung dari rumus :

$$v = \frac{A_1 + A_2}{2} \times \text{jarak antar elevasi} \dots\dots\dots (2.30)$$

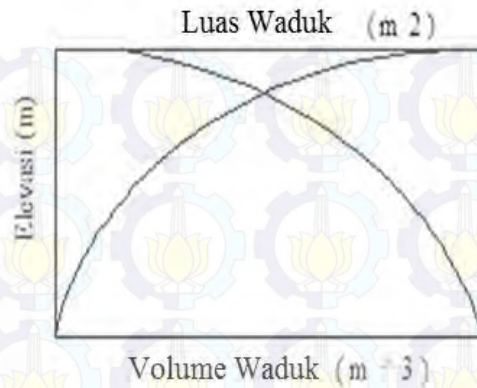
Dimana :

V = volume tampungan

A₁ = luas area di elevasi awal

A₂ = luas area di elevasi yang dituju

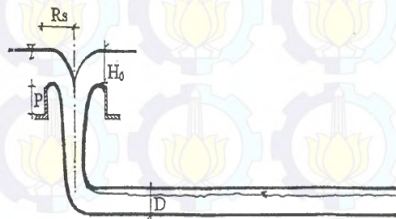
(Sumber : Sudibyo, 2003)



Gambar 2.8 grafik hubungan antara elevasi, luas dan volume.

2.3.2 Perencanaan *Spillway Morning Glory*

Dalam merencanakan *spillway* dasar hidrograf banjir yang digunakan adalah hidrograf banjir 1000 tahun. Pada *spillway* bendungan Semantok, kami menggunakan tipe *morning glory*. Adapun gambar *Spillway Morning Glory* dapat dilihat pada gambar 2.9 :



Gambar 2.9 Gambar *Spillway Morning Glory*
(Sumber: Brady, 1956)

2.3.2.1 Perencanaan Puncak Pelimpah (*Crest Discharge*)

Hubungan elevasi air pada waduk dengan debit air yang dilimpahkan (dibuang). Elevasi air pada waduk dan volume air yang dilimpahkan melalui *spillway* dapat dicari hubungannya dengan perumusan (Bradly, 1956) sebagai berikut:

$$Q = C_o (2\pi R_s) \cdot H_o^{3/2} \quad \text{untuk } H_o/R_s < 0,45 \dots \dots \dots (2.31)$$

$$Q = \left(\frac{R_s}{0,204} \right)^2 \cdot H_o^{1/2} \quad \text{untuk } H_o/R_s \geq 0,45 \dots \dots \dots (2.32)$$

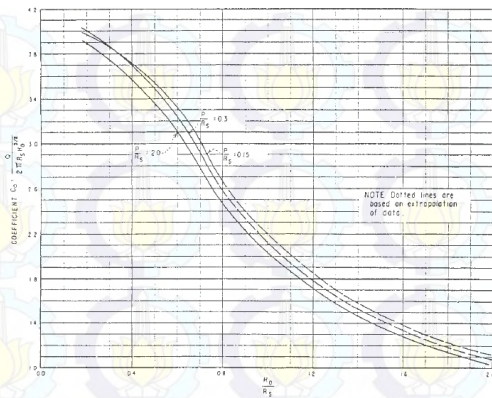
Dimana:

Q = Debit air yang melimpah

C_o = Suatu kofisien yang tergantung pada H_o dan R_s
Gambar 2.10.

R_s = Jari-jari puncak pelimpah

H_o = Tinggi air di atas puncak pelimpah



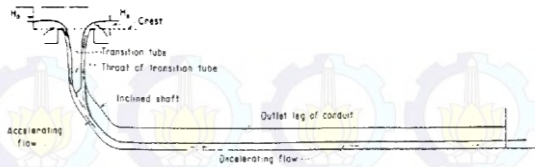
Gambar 2.10 Hubungan koefisien C_o & H_o/R_s
(Sumber: Bradly, 1956)

Untuk mengetahui 3 kondisi aliran air yang akan terjadi pada saluran yaitu:

- Kondisi 1. *Crest Control*, pipa pelepasan terisi sebagian.
- Kondisi 2. *Tube or Orifice Control*, kondisi peralihan.
- Kondisi 3. *Full Pipe Flow*, kondisi terendam.

Kondisi 1. *Crest Control*, pipa pelepasan terisi sebagian.

Kondisi ini terjadi jika tinggi tekan hidrostatik diatas ambang pelimpah tidak terlalu tinggi, sehingga menyebabkan banyak ruang udara yang kosong yang terjadi pada saluran *outlet*.



Gambar 2.11 Kondisi 1. *Crest Control*, pipa pelepasan terisi sebagian.

Kondisi 2. *Tube or Orifice Control*, kondisi peralihan.

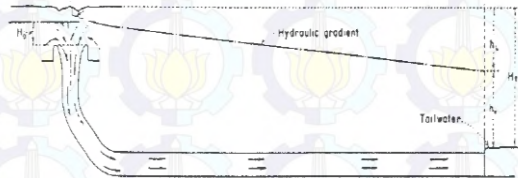
Kondisi ini terjadi jika elevasi permukaan tinggi, sehingga tinggi tekanan hidrostatik diatas mercu bendung semakin tinggi pula, yang menyebabkan lubang bibir bangunan pelimpah tertutup oleh air. Tetapi debit yang diterima oleh bangunan pelimpah tersebut masih menghasilkan ruang kosong pada saluran *outlet*.



Gambar 2.12 Kondisi 2. *Tube or Orifice Control*, kondisi peralihan.

Kondisi 3. *Full Pipe Flow*, kondisi terendam.

Kondisi ini terjadi jika elevasi permukaan air semakin tinggi, lebih tinggi dari pada kondisi 2, sehingga menyebabkan tidak ada ruang kosong pada saluran *outlet*.



Gambar 2.13 Kondisi 3. *Full Pipe Flow*, kondisi terendam.

2.3.2.2 Flood Routing

Salah satu manfaat dari pembangunan bendungan adalah untuk mengendalikan sungai. Apabila terjadi banjir, maka permukaan air didalam waduk naik sedikit demi sedikit dan waduk akan penuh air dan mencapai ambang bangunan pelimpah. Tinggi permukaan air waduk maksimal ini harus dapat dihitung dengan teliti dengan melakukan penelusuran banjir.

Dengan mengetahui tinggi permukaan air waduk maksimal ini dapat dicari tinggi bendungan paling optimal yang masih dalam keadaan aman terhadap resiko banjir. Metode penelusuran banjir di waduk yang lazim digunakan yaitu, “*Modified Pul’s Method*”, dengan persamaan sebagai berikut :

$$\left(\frac{I_1 + I_2}{2}\right) \Delta t + \left(S_1 - \frac{Q_1 \cdot \Delta t}{2}\right) = \left(S_2 + \frac{Q_2 \cdot \Delta t}{2}\right) \dots \dots (2.33)$$

Keterangan:

I_1 = Debit aliran masuk pada awal Δt (m^3/dt)

I_2 = Debit aliran masuk pada akhir Δt (m^3/dt)

Q_1 = Debit aliran keluar pada awal Δt (m^3/dt)

Q_2 = Debit aliran keluar pada akhir Δt (m^3/dt)

S_1 = Volume tampungan pada awal Δt (m^3)

S_2 = Volume tampungan pada akhir Δt (m^3)

(Sumber : Teknik Bendungan, Ir. Soedibyo)

Untuk langkah perhitungan yang praktis, dapat digunakan metode semi grafis sebagai berikut :

1. Dari data hubungan antara volume tampungan S dengan elevasi dan debit keluar Q dengan elevasi, dibuat grafik/kurva hubungan $S + \frac{Q \Delta t}{2}$ dengan elevasi, Δt adalah merupakan langkah waktu yang diambil sebesar 20% sampai 40% dari waktu naik hidrograf debit masuk (*inflow*).
2. Digambar pula kurva hubungan antara debit keluar Q dengan elevasi.
3. Pada awal penelusuran, volume tampungan, elevasi dan debit keluar telah diketahui. Untuk langkah waktu awal $\left(\frac{I_1 + I_2}{2} \right) \Delta t$ dan $S_1 - \frac{Q_1 \Delta t}{2}$ diketahui sehingga dengan

menggunakan persamaan penelusuran diatas

$S_2 + \frac{Q_2 \Delta t}{2}$ dapat dihitung.

4. Elevasi muka air pada $S_2 + \frac{Q_2 \Delta t}{2}$ dapat

diperoleh dari kurva pertama, sedang debit keluar Q_2 pada langkah waktu akhir dapat diperoleh dari kurva kedua.

5. Dari $S_2 + \frac{Q_2 \Delta t}{2}$ dapat diketahui $Q_2 \Delta t$ yang

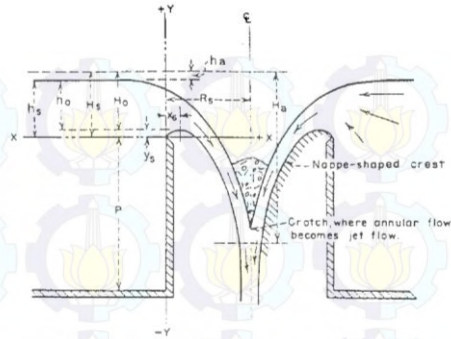
selanjutnya dapat dirubah menjadi $S_1 - \frac{Q_1 \Delta t}{2}$

awal, untuk langkah waktu berikutnya.

Prosedur ini dilakukan berulang-ulang tahap demi tahap untuk seluruh hidrograf debit masuk.

2.3.2.3 Profil Puncak (*Crest Profil*)

Angka koordinat untuk menentukan bentuk permukaan punggung pelimpah seperti pada gambar 2.14 dan dipergunakan grafik 2.15 dan tabel 2.2-2.:



Gambar

2.14

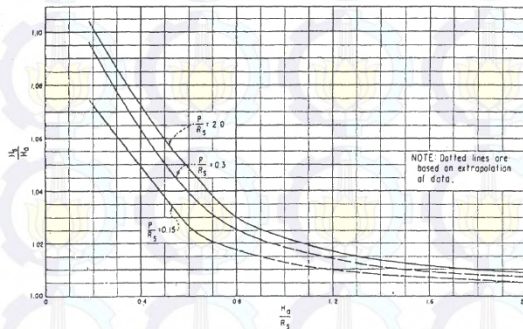
Gambar profil puncak

(Sumber: Coleman, 2004)

Untuk menentukan Y_s dapat diperoleh dengan menggunakan rumus :

$$Y_s = H_s - H_o \dots\dots\dots(2.34)$$

Dimana H_s diperoleh berdasarkan grafik pada gambar 2.15

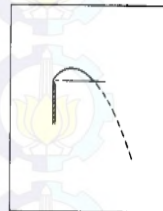


Gambar 2.15 Grafik hubungan H_o/R_s dan H_s/H_o
(Sumber: USBR:1987)

Sedangkan untuk menentukan tipe punggung berdasarkan tabel 2.2 sampai 2.4 (Sumber: USBR:1987):

Tabel 2.2 Koordinat untuk kurva lengkung ambang pelimpah untuk nilai H_s/R_s pada $P/R_s = 2,0$

H_s/R_s	0.00	0.10*	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00
X/H_s	Y/H_s for portion of profile above weir crest														
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
.010	.0150	.0145	.0133	.0130	.0128	.0125	.0122	.0119	.0116	.0112	.0104	.0095	.0086	.0077	.0070
.020	.0280	.0265	.0250	.0243	.0236	.0231	.0225	.0220	.0213	.0202	.0180	.0159	.0140	.0115	.0090
.030	.0395	.0365	.0350	.0337	.0327	.0317	.0308	.0299	.0289	.0270	.0231	.0198	.0168	.0126	.0085
.040	.0490	.0460	.0435	.0417	.0403	.0389	.0377	.0363	.0351	.0324	.0268	.0220	.0176	.0117	.0050
.050	.0575	.0535	.0506	.0487	.0471	.0454	.0436	.0420	.0402	.0368	.0292	.0226	.0168	.0092	
.060	.0650	.0605	.0570	.0550	.0531	.0510	.0489	.0470	.0448	.0404	.0305	.0220	.0147	.0053	
.070	.0710	.0665	.0627	.0605	.0584	.0560	.0537	.0514	.0487	.0432	.0308	.0201	.0114	.0001	
.080	.0765	.0710	.0677	.0655	.0630	.0603	.0578	.0550	.0521	.0455	.0301	.0172	.0070		
.090	.0820	.0765	.0722	.0696	.0670	.0640	.0613	.0581	.0549	.0471	.0287	.0135	.0018		
.100	.0860	.0810	.0762	.0734	.0705	.0672	.0642	.0606	.0570	.0482	.0264	.0089			
.120	.0940	.0880	.0826	.0790	.0758	.0720	.0683	.0640	.0596	.0483	.0195				
.140	.1000	.0935	.0872	.0829	.0792	.0750	.0705	.0654	.0599	.0460	.0101				
.160	.1045	.0980	.0905	.0855	.0812	.0765	.0710	.0651	.0585	.0418					
.180	.1080	.1010	.0927	.0872	.0820	.0766	.0705	.0637	.0559	.0361					
.200	.1105	.1025	.0938	.0877	.0819	.0756	.0688	.0611	.0521	.0292					
.250	.1120	.1035	.0926	.0850	.0773	.0688	.0596	.0495	.0380	.0068					
.300	.1105	.1000	.0850	.0764	.0668	.0559	.0446	.0327	.0174						
.350	.1060	.0930	.0750	.0650	.0540	.0410	.0280	.0125							
.400	.0970	.0830	.0620	.0500	.0365	.0220	.0060								
.450	.0845	.0700	.0450	.0310	.0170	.000									
.500	.0700	.0520	.0250	.0100											
.550	.0520	.0320	.0020												
.600	.0320	.0080													
.650	.0090														



Y/H_s	X/H_s for portion of profile below weir crest														
0.000	0.668	0.615	0.554	0.520	0.487	0.450	0.413	0.376	0.334	0.262	0.158	0.116	0.093	0.070	0.048
-.020	.705	.652	.592	.560	.526	.488	.452	.414	.369	.293	.185	.145	.120	.096	.074
-.040	.742	.688	.627	.596	.563	.524	.487	.448	.400	.320	.212	.165	.140	.115	.088
-.060	.777	.720	.660	.630	.596	.557	.519	.478	.428	.342	.232	.182	.155	.129	.100
-.080	.808	.752	.692	.662	.628	.589	.549	.506	.454	.363	.250	.197	.169	.140	.110
-.100	.838	.784	.722	.692	.657	.618	.577	.532	.478	.381	.266	.210	.180	.150	.118
-.150	.913	.857	.793	.762	.725	.686	.641	.589	.531	.423	.299	.238	.204	.170	.132
-.200	.978	.925	.860	.826	.790	.745	.698	.640	.575	.459	.326	.260	.224	.184	.144
-.250	1.040	.985	.919	.883	.847	.801	.750	.683	.613	.490	.348	.280	.239	.196	.153
-.300	1.100	1.043	.976	.941	.900	.852	.797	.722	.648	.518	.368	.296	.251	.206	.160
-.400	1.207	1.150	1.079	1.041	1.000	.944	.880	.791	.706	.562	.400	.322	.271	.220	.168
-.500	1.308	1.246	1.172	1.131	1.087	1.027	.951	.849	.753	.598	.427	.342	.287	.232	.173
-.600	1.397	1.335	1.260	1.215	1.167	1.102	1.012	.898	.793	.627	.449	.359	.300	.240	.179
-.800	1.563	1.500	1.422	1.369	1.312	1.231	1.112	.974	.854	.673	.482	.384	.320	.253	.184
-1.000	1.713	1.646	1.564	1.508	1.440	1.337	1.189	1.030	.899	.710	.508	.402	.332	.260	.188
-1.200	1.846	1.780	1.691	1.635	1.553	1.422	1.248	1.074	.933	.739	.528	.417	.340	.266	
-1.400	1.970	1.903	1.808	1.748	1.653	1.492	1.293	1.108	.963	.760	.542	.423	.344		
-1.600	2.085	2.020	1.918	1.855	1.742	1.548	1.330	1.133	.988	.780	.553	.430			
-1.800	2.196	2.130	2.024	1.957	1.821	1.591	1.358	1.158	1.008	.797	.563	.433			
-2.000	2.302	2.234	2.126	2.053	1.891	1.630	1.381	1.180	1.025	.810	.572				
-2.500	2.557	2.475	2.354	2.266	2.027	1.701	1.430	1.221	1.059	.838	.588				
-3.000	2.778	2.700	2.559	2.428	2.119	1.748	1.468	1.252	1.086	.853					
-3.500	2.915	2.749	2.541	2.471	2.177	1.777	1.489	1.267	1.102						
-4.000	3.114	2.914	2.620	2.601	2.196	1.796	1.500	1.280							
-4.500	3.306	3.053	2.682	2.220	1.806	1.509									
-5.000	3.488	3.178	2.734	2.227	1.811										
-5.500	3.653	3.294	2.779	2.229											
-6.000	3.820	3.405	2.812	2.232											
H_s/R_s	0.00	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00

*The tabulation for $H_s/R_s = 0.10$ was obtained by interpolation between $H_s/R_s = 0$ and 0.20.



H_s/R_s	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
-----------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Y/H_s	X/H_s for portion of profile below weir crest								
-0.000	0.519	0.488	0.455	0.422	0.384	0.349	0.310	0.238	0.144
-0.020	.560	.528	.495	.462	.423	.387	.345	.272	.174
-0.040	.598	.566	.532	.498	.458	.420	.376	.300	.198
-0.060	.632	.601	.567	.532	.491	.451	.406	.324	.220
-0.080	.664	.634	.600	.564	.522	.480	.432	.348	.238
-0.100	.693	.664	.631	.594	.552	.508	.456	.368	.254
-0.150	.760	.734	.701	.661	.618	.569	.510	.412	.290
-0.200	.831	.799	.763	.723	.677	.622	.558	.451	.317
-0.250	.893	.860	.826	.781	.729	.667	.599	.483	.341
-0.300	.953	.918	.880	.832	.779	.708	.634	.510	.362
-0.400	1.060	1.024	.981	.932	.867	.780	.692	.556	.396
-0.500	1.156	1.119	1.072	1.020	.938	.841	.745	.595	.424
-0.600	1.242	1.203	1.153	1.098	1.000	.891	.780	.627	.446
-0.800	1.403	1.359	1.301	1.227	1.101	.970	.845	.672	.478
-1.000	1.549	1.498	1.430	1.333	1.180	1.028	.892	.707	.504
-1.200	1.680	1.622	1.543	1.419	1.240	1.070	.930	.733	.524
-1.400	1.800	1.739	1.647	1.489	1.287	1.106	.959	.757	.540
-1.600	1.912	1.849	1.740	1.546	1.323	1.131	.983	.778	.551
-1.800	2.018	1.951	1.821	1.590	1.353	1.155	1.005	.797	.560
-2.000	2.120	2.049	1.892	1.627	1.380	1.175	1.022	.810	.569
-2.500	2.351	2.261	2.027	1.697	1.428	1.218	1.059	.837	
-3.000	2.557	2.423	2.113	1.747	1.464	1.247	1.081	.852	
-3.500	2.748	2.536	2.167	1.778	1.489	1.263	1.099		
-4.000	2.911	2.617	2.200	1.796	1.499	1.274			
-4.500	3.052	2.677	2.217	1.805	1.507				
-5.000	3.173	2.731	2.223	1.810					
-5.500	3.290	2.773	2.228						
-6.000	3.400	2.808							

[illegible]

H_s/R_s	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
-----------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Y/H_s	X/H_s for portion of profile below weir crest								
---------	---	--	--	--	--	--	--	--	--

-0.000	0.454	0.422	0.392	0.358	0.325	0.288	0.253	0.189	0.116
-.020	.499	.467	.437	.404	.369	.330	.292	.228	.149
-.040	.540	.509	.478	.444	.407	.368	.328	.259	.174
-.060	.579	.547	.516	.482	.443	.402	.358	.286	.195
-.080	.615	.583	.550	.516	.476	.434	.386	.310	.213
-.100	.650	.616	.584	.547	.506	.462	.412	.331	.228
-.150	.726	.691	.660	.620	.577	.526	.468	.376	.263
-.200	.795	.760	.729	.685	.639	.580	.516	.413	.293
-.250	.862	.827	.790	.743	.692	.627	.557	.445	.319
-.300	.922	.883	.843	.797	.741	.671	.594	.474	.342
-.400	1.029	.988	.947	.893	.828	.749	.656	.523	.381
-.500	1.128	1.086	1.040	.980	.902	.816	.710	.567	.413
-.600	1.220	1.177	1.129	1.061	.967	.869	.753	.601	.439
-.800	1.380	1.337	1.285	1.202	1.080	.953	.827	.655	.473
-1.000	1.525	1.481	1.420	1.317	1.164	1.014	.878	.696	.498
-1.200	1.659	1.610	1.537	1.411	1.228	1.059	.917	.725	.517
-1.400	1.780	1.731	1.639	1.490	1.276	1.096	.949	.750	.531
-1.600	1.897	1.843	1.729	1.533	1.316	1.123	.973	.770	.544
-1.800	2.003	1.947	1.809	1.580	1.347	1.147	.997	.787	.553
-2.000	2.104	2.042	1.879	1.619	1.372	1.167	1.013	.801	.560
-2.500	2.340	2.251	2.017	1.690	1.423	1.210	1.049	.827	
-3.000	2.550	2.414	2.105	1.738	1.457	1.240	1.073	.840	
-3.500	2.740	2.530	2.153	1.768	1.475	1.252	1.088		
-4.000	2.904	2.609	2.180	1.780	1.487	1.263			
-4.500	3.048	2.671	2.198	1.790	1.491				
-5.000	3.169	2.727	2.207	1.793					
-5.500	3.285	2.769	2.210						
-6.000	3.395	2.800							

2.3.2.4 Desain Pada Bagian Transisi (*Transition Design*)

Diameter dari tunnel pada tiap titik ketinggian yang lain diameternya berbeda dan dapat ditemukan dengan rumusan:

$$R = 0,204 \frac{Q^{1/2}}{Ha^{1/4}} \dots\dots\dots(2.35)$$

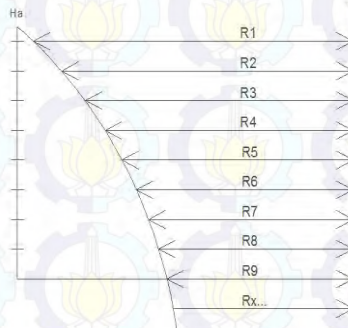
Keterangan:

H_a = jarak antara permukaan air dengan ketinggian di bawah permukaan air yang dicari jari-jarinya.

Q = debit maksimum dari hasil *flood routing* pada hidrograf banjir 1000 tahun.

R = jari-jari

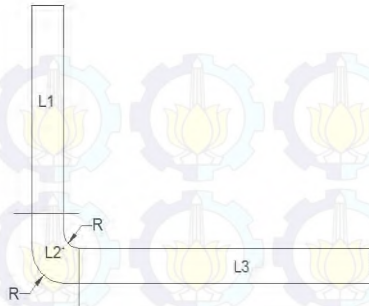
(Sumber: Pitono, 1996)



Gambar 2.16 Sketsa desain transisi

2.3.2.5 Perencanaan *Discharge Conduit*

Setelah mendesain bentuk puncak dan transisi maka langkah selanjutnya adalah menentukan diameter minimum dari *tunnel* dan menentukan panjang total terowongan L_1, L_2 , & L_3 .



Gambar 2.17 Sketsa panjang L1, L2, dan L3

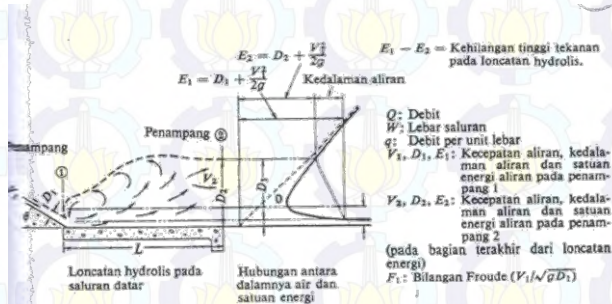
2.3.2.6 Peredam energi

Bangunan peredam energi menghilangkan atau setidaknya mengurangi energi dalam aliran sehingga tidak merusak tebing jembatan, jalan, bangunan dan instalasi lain di sebelah hilir bangunan pelimpah atau di ujung hilir saluran peluncur. Disesuaikan dengan tipe bendungan urugan, kondisi topografi serta sistem kerja peredam energi memiliki beberapa tipe yaitu :

1. Tipe loncatan (*water jump type*)
2. Tipe kolam olakan (*stilling basin type*)
3. Tipe bak pusaran (*roller bucket type*)

Pada bendungan yang akan direncanakan akan digunakan peredam energi tipe kolam olakan. Tipe ini sendiri memiliki empat tipe yaitu : kolam olakan datar, kolam olakan miring ke hilir dan kolam olakan miring ke udik. Digunakan perhitungan kolam olakan tipe datar dengan 4 tipe di dalamnya yaitu dari tipe I sampai tipe IV seperti terlihat pada gambar 2.18 sampai gambar 2.21.

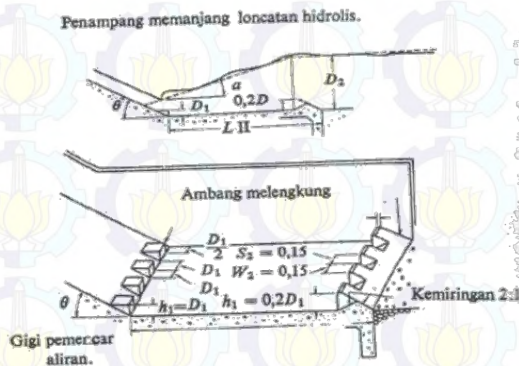
Pada kolam olakan datar tipe I ini hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang relatif kecil dengan kapasitas peredaman energi kecil.



Gambar 2.18 Kolam olakan datar tipe I

Sumber : Sosrodarsono, 2002

Pada kolam olakan datar tipe II ini sesuai untuk aliran dengan tekanan hidrostatik tinggi dan debit besar ($q > 45 \text{ m}^3/\text{detik}/\text{meter}$, tekanan hidrostatik > 60 meter dan bilangan Froude $> 4,5$). Kolam olakan jenis ini sesuai untuk bendungan urugan dengan cakupan yang luas.



Gambar 2.19 Kolam olakan datar tipe II

Dalam perencanaan jenis kolam olakan maka berdasarkan juga pada bilangan *Froude* dengan perumusan sebagai berikut :

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot D_1}} \dots\dots\dots (2.36)$$

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1) \dots\dots\dots (2.37)$$

Keterangan :

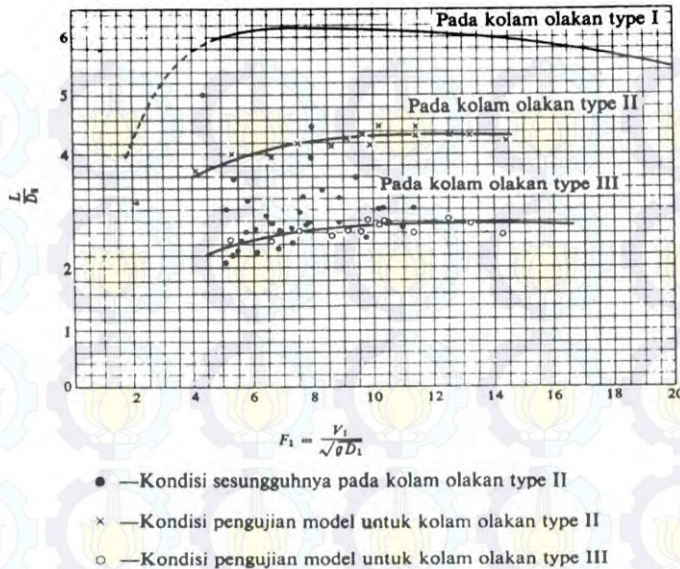
F : bilangan *Froude*

V₁ : kecepatan aliran pada penampang 1 (m/detik)

D₁ : kedalaman air di bagian hulu kolam olak (m)

D₂ : kedalaman air di bagian hulu kolam olak (m)

Sedangkan untuk menentukan panjang kolam olakan datar dapat menggunakan grafik hubungan antara bilangan *Froude* dan L/D_2 pada gambar 2.22, dimana L adalah panjang kolam olakan datar yang dimaksud.



Gambar 2.22 Grafik hubungan bilangan *Froude* dan L/D_2

Sumber : Sosrodarsono, 2002

2.3.2.7 Menghitung Dimensi Pilar

Untuk menunjang kekuatan dari *spillway*, maka direncanakan pilar yang dibangun pada beberapa titik pada ambang pelimpah, dengan mempertimbangkan :

1. Jumlah pilar tidak terlalu banyak, disebabkan karena faktor ekonomis.
 2. Tinggi pilar harus diperkirakan diatas muka air banjir.
 3. Diusahakan dengan adanya pilar tidak mengurangi debit yang masuk ke pelimpah, berkaitan dengan pemilihan tipe dari bentuk bagian dasar pilar
- (Suyono S., 1981:183)



Gambar 2.23 Koefisien Kontraksi Pilar

(sumber: Suyono, S.,1981:183)

Selain menggunakan grafik KP.02 juga memberikan harga koefisien kontraksi berdasarkan tabel 2.5 :

Tabel 2.5 Koefisien Kontraksi Pilar

Bentuk Pilar	K_p
Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut sudut yang dibulatkan pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
Untuk pilar berujung bulat	0,01
Untuk pilar berujung runcing	0

2.3.2.8 Kehilangan Energi

Perhitungan kehilangan energi pada *spillway morning glory* yang diperhitungkan adalah :

- Akibat gesekan sepanjang *tunnel*
Untuk kehilangan energi pada aliran pipa, rumus yang sering digunakan adalah rumus Darcy-Weishbach (sumber : USBR).

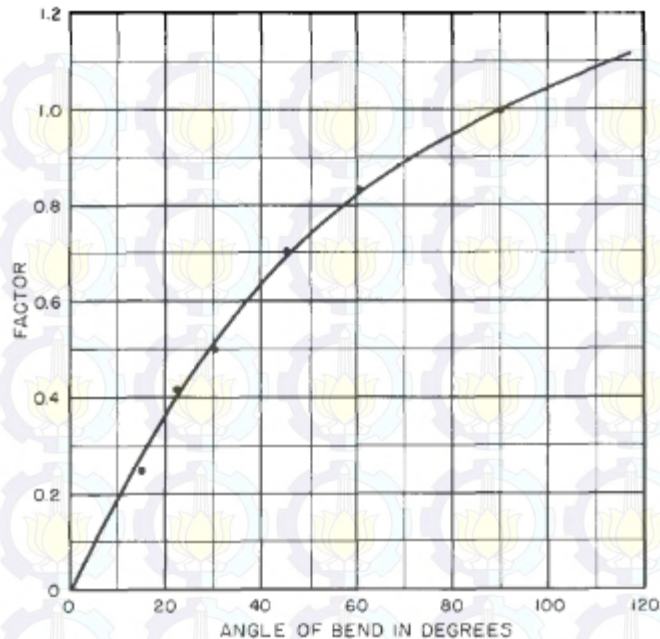
$$h_e = \frac{fL}{D} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (2.38)$$

- Kehilangan energi saat masuk

$$h_e = \left(\frac{1}{C^2} - 1 \right) \left(\frac{V^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (2.39)$$

- Kehilangan energi saat belokan

$$h_e = K_b \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots (2.40)$$



Gambar 2.24 Diagram rasio faktor belokan

(sumber : USBR)

2.3.2.9 Perencanaan Tebal *Tunnel*

Untuk menentukan tebal *tunnel* dengan menggunakan persyaratan fisik dan dimensi pada *tunnel* beton. Berikut adalah tabel persyaratan tebal *tunnel* :

Tabel 2.6 Persyaratan fisik dan dimensi *tunnel* beton

Desain diameter dalam (mm)	Kelas 1		Kelas 2		Kelas 3	
	---		---		---	
	Tebal dinding minimum (mm)	Kuat tekan tiga ujung minimum kg/m'	Tebal dinding minimum (mm)	Kuat tekan tiga ujung minimum kg/m'	Tebal dinding minimum (mm)	Kuat tekan tiga ujung minimum kg/m'
100	19	3543	19	2952	16	2214
150	22	3543	19	2952	16	2214
200	29	3543	22	2952	19	2214
250	32	3543	25	2952	22	2362
300	44	3838	35	3322	25	2657
375	47	4281	41	3838	32	2952
450	57	4872	50	4429	38	3248
525	69	5684	57	4872	44	3543
600	85	6446	75	5315	54	3838
675	94	6791	94	5832	82	4133
750	107	7012	107	6348	90	4429
825	113	7197	113	6496	95	4650
900	119	7381	119	6643	100	4872

(Sumber: SNI 03-6388,2002)

Jika spesifikasi diameter maksimum pada tabel tidak tersedia, maka merencanakan ulang tebal *tunnel* sesuai diameter *tunnel* yang direncanakan, sesuai mutu beton yang akan direncanakan.

Perencanaan struktur pelat untuk dinding didasarkan pada referensi dari buku USBR. Bahwa ketebalan minimum biasanya adalah 6 inchi. Namun, karena ada beban eksternal maka memerlukan perencanaan tebal untuk menahan beban tekanan hidrostatik.

$$h_{min} = \frac{\left(\frac{mE_s + fs - nfc,ten}{fs \times fc,ten}\right) p \times D}{2} > 6 \text{ in} \quad \dots\dots\dots (2.41)$$

Dimana,

- m = koefisien susut beton (0,0003)
- Es = modulus elastisitas baja
- fs = tegangan baja yang diijinkan
- n = rasio modular (Es/Ec)
- Ec = modulus elastisitas beton
- fc,ten = tegangan beton yang diijinkan
- p = tekanan statis horisontal
- D = diameter

2.3.3 Perhitungan Gaya-Gaya yang Bekerja Pada *Spillway Morning Glory*

Perhitungan gaya-gaya yang bekerja pada *spillway* ditentukan oleh kriteria *spillway* yang telah direncanakan. Perencanaan *spillway morning glory* disesuaikan dengan data penelitian topografi dan kegunaan yang akan dibuat. Setelah penentuan tubuh *spillway*, selanjutnya mendapatkan data untuk

menghitung gaya-gaya yang bekerja. Data-data yang dibutuhkan antara lain:

- Berat volume beton (γ_{beton})
- Berat volume air (γ_{air})
- Sudut geser beton terhadap batuan pondasi (ϕ)
- Sudut geser sedimen yang diijinkan (ϕ)

- Berat volume sedimen
- Tekanan beton yang diijinkan
- Tekanan tanah yang diijinkan
- Gaya gempa horisontal stasis/ koefisien gempa.

Setelah itu menggambar diagram gaya dan arah gaya yang bekerja pada titik berat bangunan pada diagram gaya. Adapun gaya-gaya yang bekerja pada diagram gaya tersebut adalah gaya berat dan tekanan air, gaya berat dan tekanan sedimen, gaya berat sendiri, gaya gempa, gaya hidrodinamik, gaya tekanan lumpur dan gaya tekan keatas bangunan. Dari banyak gaya tersebut akan dibagi sesuai dengan bangun ruang pada diagram gayanya. Adapun pembagiannya ada 2 macam, yaitu segitiga dan persegi. Setelah dibagi menjadi 2 macam bangun ruang tersebut, selanjutnya akan dihitung besar gaya yang terjadi sesuai rumus besaran gayanya.

Bangun ruang segitiga memiliki rumus $\frac{1}{2} \times \text{alas} \times \text{tinggi}$ yang mana akan disubstitusikan dengan rumus dari masing-masing gaya yang bekerja. Sehingga menjadi :

$$\gamma_{\text{air}} \times 1\text{m} \dots\dots\dots \text{gaya air} = \frac{1}{2} \times \text{alas segitiga} \times \text{tinggi segitiga} \times \quad (2.42)$$

$$\gamma_{\text{sedimen}} \times 1\text{m} \dots\dots\dots \text{gaya sedimen} = \frac{1}{2} \times \text{alas segitiga} \times \text{tinggi segitiga} \times \quad (2.43)$$

$$\text{berat sendiri bangunan} = \frac{1}{2} \times \text{alas segitiga} \times \text{tinggi segitiga} \times \gamma_{\text{beton}} \times 1\text{m} \dots\dots\dots (2.44)$$

$$\text{gaya tekan keatas} = \frac{1}{2} \times P. \text{pondasi} \times \text{tinggi muka air di hulu} \times \gamma_{\text{air}} \times 1\text{m} \dots\dots\dots (2.45)$$

$$\begin{aligned} &\text{gaya hidrodinamik} \\ &= \frac{7}{12} \times \gamma_{\text{air}} \times \text{koef. gempa} \\ &\quad \times \text{tinggi bendungan dari dasar pondasi}^{1/2} \\ &\dots\dots\dots (2.46) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\text{gaya tekanan lumpur} = \frac{1}{2} \times (\gamma_{\text{lumpur}} - 1) \times \\ &\text{koef. lumpur} \times \text{tinggi lumpur} \dots\dots\dots (2.47) \end{aligned}$$

Sementara bangun ruang persegi memiliki rumus panjang \times tinggi yang mana akan disubstitusikan dengan rumus dari masing-masing gaya yang bekerja. Sehingga menjadi :

$$\text{gaya air} = \text{panjang alas} \times \text{tinggi} \times \gamma_{\text{air}} \times 1\text{m} \dots\dots\dots (2.48)$$

$$\begin{aligned} &\text{berat sendiri bangunan} = \text{panjang alas} \times \\ &\text{tinggi segitiga} \times \gamma_{\text{beton}} \times 1\text{m} \dots\dots\dots (2.49) \end{aligned}$$

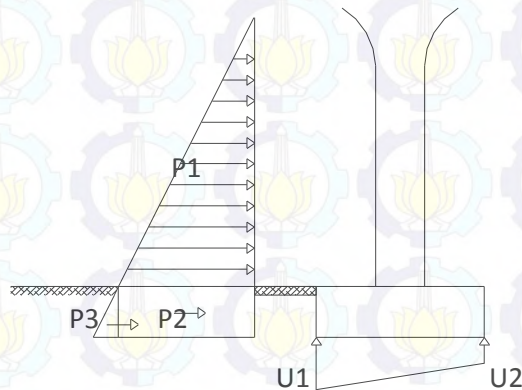
$$\begin{aligned} &\text{gaya tekan keatas} = P. \text{pondasi} \times \\ &\text{tinggi muka air di hilir} \times \gamma_{\text{air}} \times 1\text{m} \\ &\dots\dots\dots (2.50) \end{aligned}$$

Sumber : Sudibyo, 2003

2.3.4 Perhitungan Stabilitas *Spillway Morning Glory*

Melakukan perhitungan kestabilan struktur *Morning Glory* Tower pada saat di dalam air sangatlah penting. Ada beberapa cara untuk mempertahankan kestabilan tower didalam air, diantaranya adalah dengan cara mengurangi gaya-gaya yang bekerja pada tower seperti memberikan pondasi diujung bawah tower atau menambahkan struktur penyangga tower sehingga kestabilan tower bisa bertambah.

Untuk mempermudah pemahaman mengenai konsep kestabilan ini, perhatikan ilustrasi pada gambar 2.25



Gambar 2.25 Gambar ilustrasi kestabilan *morning glory* tower

Menghitung stabilitas *spillway morning glory* bertujuan untuk menentukan keamanan dari bangunan yang direncanakan. Adapun stabilitas yang akan diuji adalah stabilitas geser, stabilitas guling, stabilitas turun. Terlebih

dahulu menentukan titik tinjau, dimana titik tinjau adalah titik paling rawan terjadi guling, geser, dan turun. Biasanya titik tersebut berada pada bagian hilir bangunan.

Dengan adanya momen horisontal, maka bangunan akan sangat rawan untuk terjadi guling. Oleh karena itu momen tersebut akan ditahan oleh momen vertikal. Sebagaimana rumus untuk stabilitas guling :

$$n = \frac{\sum M_{\text{vertikal}}}{\sum M_{\text{horisontal}}} \geq 1,5 \dots\dots\dots (2.51)$$

Dimana :

$\sum M_{\text{vertikal}}$ = jumlah momen vertikal

$\sum M_{\text{horisontal}}$ = jumlah momen horizontal

n = nilai keamanan guling harus lebih besar atau sama dengan 1,5

(Sumber : Sudibyo, 2003)

Selain itu untuk mengetahui stabilitas guling dicari pula nilai eksentrisitasnya. Dimana *spillway morning glory* tidak akan terguling jika resultan gaya vertikal dan gaya horizontalnya terletak didalam 1/3 dari lebar pondasi bangunan. Sebagaimana rumus dari eksentrisitas bangunan adalah :

$$e = \left| \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \right| < \frac{B}{6} \dots\dots\dots (2.52)$$

Dimana:

e = nilai eksentrisitas, jarak titik tangkap gaya dengan titik tengah pondasi.

B = lebar pondasi

$\sum M$ = jumlah momen yang terjadi terhadap titik A

$\sum V$ = jumlah total gaya vertikal.

(Sumber : Sudibyo, 2003)

Dengan adanya gaya horisontal, selain akan terjadi bahaya pergulingan bangunan juga akan terjadi bahaya pergeseran bangunan. Dimana bahaya pergeseran ini terjadi disepanjang lebar pondasi. Sebaliknya sebagai akibat dari gaya vertikal akan terjadi gaya perlawanan geseran yang bekerja sepanjang pondasi. Sehingga memiliki persamaan :

$$N = \frac{f \times \sum V + \tau \times A}{\sum H} \geq 2 \dots\dots\dots(2.53)$$

Dimana :

N = nilai keamanan geser yang harus dipenuhi ≥ 2

F = koefisien geseran antara beton dengan pondasi
= $\tan \phi$

τ = tegangan geseran dari beton terhadap batuan pondasi

A = luas permukaan pondasi

$\sum V$ = jumlah total gaya vertikal.

ΣH = jumlah total gaya horizontal

(Sumber : USBR (1927 dan 1987))

Dari segi pergulingan dan pergeseran, makin besar gaya vertikal total akan semakin baik karena angka keamanan yang timbul makin besar. Tetapi dari segi tegangan tanah, hal itu tidak menguntungkan karena semakin besar gaya vertikal tegangan yang timbul akan semakin besar pula. Sehingga harus memenuhi rumus :

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma V}{BL} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) \leq \sigma_t \dots\dots\dots(2.54)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma V}{BL} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right) \geq 0 \dots\dots\dots(2.55)$$

Dimana :

σ_{\max} = tegangan tanah maksimal yang timbul

σ_{\min} = tegangan tanah minimum yang timbul

ΣV = jumlah total gaya vertikal.

B = lebar pondasi

L = panjang pondasi

e = nilai eksentrisitas

σ_t = tegangan tanah yang diijinkan, dengan rumus :

$$q_{ut} = c \times Nc + \gamma \times D_f \times Nq + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N\gamma \dots (2.44)$$

Dimana :

q_{ut} = tegangan ijin tanah

c = nilai *cohesive* tanah

γ = berat isi tanah

B = lebar pondasi

D_f = tinggi dari dasar pondasi sampai dasar tanah.

$Nc, Nq, N\gamma$ = fungsi yang tergantung dari sudut geser dalam tanah. Dengan nilainya dapat dilihat pada Tabel 2.4 koefisien daya dukung.

(Sumber : Suyono, 2000)

Tabel 2.7 Koefisien Daya Dukung Tanah dari Terzaqhi

ϕ	Nc	Nq	$N\gamma$	Nc'	Nq'	$N\gamma'$
0°	5,71	1	0	3,81	1	0
5°	7,32	1,64	0	4,48	1,39	0
10°	9,64	2,70	1,2	5,34	1,94	0
15°	12,8	4,44	2,4	6,46	2,73	1,2
20°	17,7	7,43	4,6	7,90	3,88	2
25°	25,1	12,7	9,2	9,86	5,60	3,3
30°	37,2	22,5	29	12,7	8,32	5,4
35°	57,8	41,4	44	16,8	12,8	9,6
40°	95,6	81,2	114	23,2	20,5	19,1
45°	172	173	320	34,1	35,1	27

$$\sigma_t = \frac{q_{ut}}{SF} \dots\dots\dots(2.56)$$

Dimana :

q_{ut} = Q ultimate

SF = safety factor = 3

σ_t = tegangan ijin tanah

(Sumber : Suyono, 2000)

Dari semua perhitungan stabilitas diatas, maka dimensi yang sudah direncanakan harus memenuhi setiap persyaratan dari masing-masing stabilitas. Dan apabila salah satu stabilitas tersebut tidak memenuhi persyaratan, maka dimensi dari bangunan rencana harus dirubah dan harus menghitung ulang gaya-gaya yang bekerja.

2.3.5. Analisis Struktur

Setelah mendapatkan data dimensi bangunan dari analisis hidrolika, maka dilakukan perhitungan analisis struktur. Dari perhitungan analisis struktur akan didapatkan banyaknya tulangan lentur dan tulangan pembagi pada bendungan.

Analisis struktur ini meliputi perhitungan pembebanan dan perhitungan tulangan.

2.3.5.1 Analisis pembebanan *spillway morning glory*

Pedoman pembebanan untuk perencanaan *spillway* merupakan dasar dalam menentukan beban-beban dan gaya-gaya untuk perhitungan momen dan tulangan pada setiap bagian *spillway*.

Karena konstruksi bangunan adalah beton, maka beban-beban yang bekerja pada bendungan berdasarkan SNI beton 03-2847-2013, meliputi :

➤ **Beban Mati**

Beban mati merupakan berat semua bagian dari suatu bangunan yang bersifat tetap, termasuk segala bagian beban tambahan, finishing, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut. Beban mati terdiri dari :

- a. Berat sendiri
Merupakan berat elemen struktural dari bangunan itu sendiri.
- b. Berat sedimen dan tekanan sedimen
Merupakan beban yang didapat dari sedimen yang berada di bagian hulu bangunan.
- c. Berat air dan tekanan air
Merupakan beban yang didapat dari air yang berada di bagian hulu dan hilir bangunan.
- d. Tekanan lumpur
Merupakan beban yang didapat dari lumpur yang berada di bagian hulu bangunan.

e. Tekanan hidrodinamik

Merupakan tekanan air yang terjadi ketika ada gempa.

Rumus yang digunakan untuk mendapatkan tekanan hidrodinamik adalah :

$$tek.hidrodinamik = \frac{7}{12} \times k \times \gamma_w \times \sqrt{FSL} \quad \dots\dots\dots (2.57)$$

Dimana :

k : koefisien gempa

FSL : Full storage level

(tinggi spillway dari dasar pondasi)

Sumber : Sudibyo, 2003

➤ **Beban Gempa**

Konstruksi *spillway* mirip dengan perhitungan konstruksi pilar pada jembatan, maka dari itu perhitungan gaya gempa diperoleh dari :

$$gempa = berat\ sendiri\ bangunan \times koefisien\ gempa \quad \dots\dots\dots (2.58)$$

Sumber : Soedibyo, 2003

2.3.6 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan didasarkan pada ketentuan pada SNI beton 03-2847-2013. Pada konstruksi *spillway* kombinasi pembebanan yang digunakan adalah :

$$U = 1,4 D$$

$$U = 0,9D + 1,0E$$

Dimana:

D: beban mati

E : beban gempa

U: kuat perlu

2.3.7 Penulangan *Spillway Morning Glory*

Penulangan pada *spillway* berfungsi untuk menahan tegangan tarik yang terjadi pada beton akibat adanya beban dimana beton sendiri hanya kuat menahan tegangan tekan tetapi lemah terhadap tegangan tarik.

Penulangan pada *spillway* dapat dibagi sebagai berikut:

a. Tulangan Lentur

Tahap perhitungan tulangan lentur seperti terdapat pada SNI beton 2847-2013, sebagai berikut :

$$R_n = \frac{M}{bd^2}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{diameter tul. pembagi} - \frac{\text{diameter tul. lentur}}{2} \quad \dots\dots\dots (2.59)$$

$$\rho_{min} = 1,4 f_y \quad \dots\dots\dots (2.60)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \quad \dots\dots\dots (2.61)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b \quad \dots\dots\dots (2.62)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} \quad \dots\dots\dots (2.63)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \times \frac{1 - \sqrt{1 - 2mR_n}}{f_y} \quad \dots\dots\dots (2.64)$$

$$Ast\ perlu = \rho \times b \times d \dots\dots\dots (2.65)$$

$$As\ tulangan = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \dots\dots\dots (2.66)$$

$$jumlah\ tulangan = \frac{Ast\ perlu}{As\ tulangan} \dots\dots\dots (2.67)$$

b. Tulangan Pembagi

Perhitungan tulangan pembagi diperoleh dari :

$$20\% \times Ast\ perlu \dots\dots\dots (2.68)$$

Dimana :

f_c' : kuat tekan beton yang diisyaratkan (MPa)

f_y : kuat leleh yang diisyaratkan (MPa)

R_n : *coefficient of resistance*

M : momen (N-mm)

b : lebar komponen struktur (mm)

d : jarak dari serat tekan terluar terhadap titik berat tulangan (mm)

h : tebal total komponen struktur (mm)

ρ : rasio tulangan

ρ_b : rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan yang seimbang

β_1 : faktor yang didefinisikan:

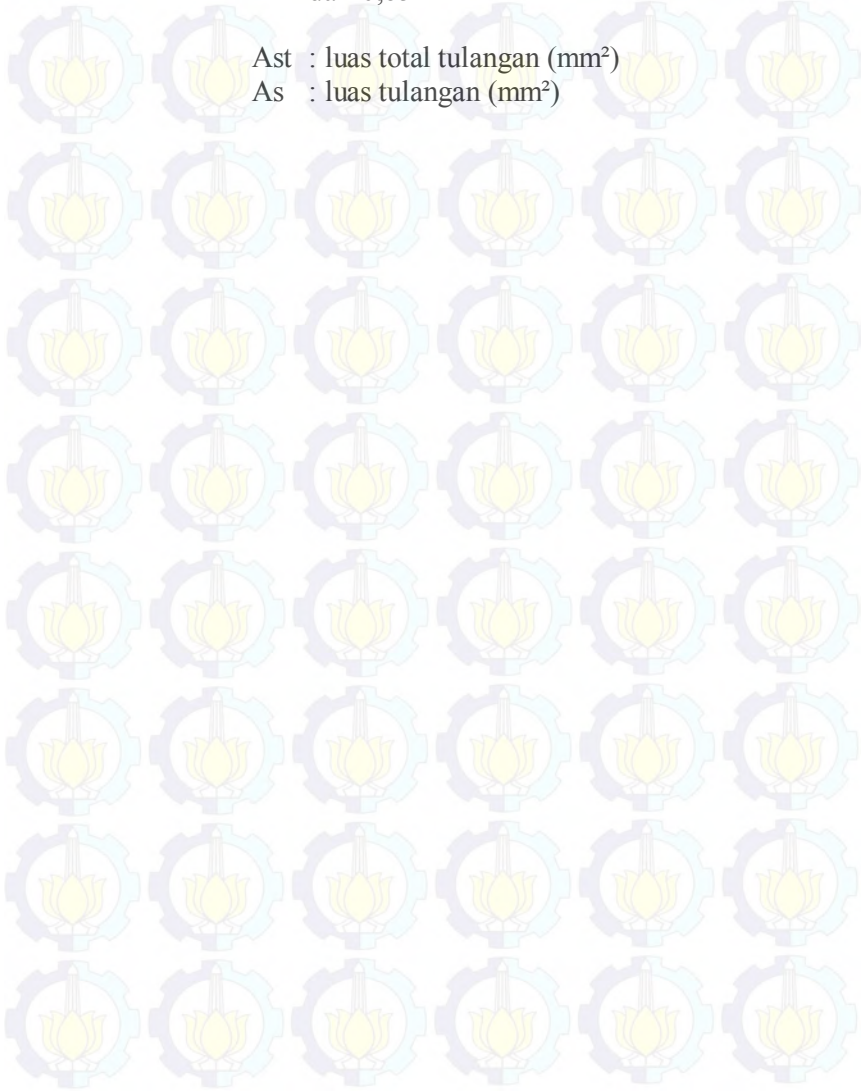
$$\text{untuk } f_c \leq 30 \text{ MPa}, \beta_1 = 0,85$$

$= f_c > 30 \text{ MPa}, \beta_1$ harus direduksi sebesar 0,05 untuk setiap kelebihan 7 MPa di atas 30

MPa, tetapi β_1 tidak boleh diambil kurang dari 0,65

Ast : luas total tulangan (mm^2)

As : luas tulangan (mm^2)





Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB III METODOLOGI

Metode perencanaan pada tugas akhir dengan judul “Perencanaan *Spillway Morning Glory* pada Bendungan Semantok, Nganjuk.” disusun untuk mempermudah pelaksanaan perencanaan, guna memperoleh pemecahan masalah sesuai dengan tujuan perencanaan.

3.1 Tahapan Perencanaan

Tahapan perencanaan tugas akhir adalah sebagai berikut :

3.1.1 Study Literatur

1. Mempelajari dan memahami teori-teori atau buku-buku referensi mendukung yang akan digunakan sebagai dasar dan acuan untuk digunakan dalam menghitung dan menganalisa permasalahan-permasalahan yang nantinya didapat pada saat pengerjaan tugas akhir ini.
2. Mempelajari studi-studi yang telah dilakukan, berkaitan dengan pembangunan *Spillway Morning Glory*.

3.1.2 Pengumpulan Data

Pada tahap ini dilakukan pengumpulan data, baik data yang diperoleh secara langsung di lapangan atau yang diperoleh dari instansi yang terkait. Adapun data-data yang dikumpulkan antara lain:

1. Peta topografi wilayah Kab. Nganjuk.
2. Data hujan selama 25 tahun dengan satu stasiun.
3. Data tanah.

Penyusunan konsep dan analisa perencanaan yaitu menyusun langkah-langkah pengerjaan dan literatur-literatur yang digunakan dalam menganalisa permasalahan dan perencanaan pembangunan *Spillway tipe Morning Glory*.

3.1.3 Study Lapangan

Survey lapangan dilakukan untuk meninjau langsung kondisi di lokasi tugas akhir. Pengamatan di lapangan ini berfungsi untuk mengetahui secara langsung letak dan lokasi tugas akhir yang dikerjakan.

3.1.4 Analisa Perencanaan

Penyusunan langkah-langkah yang dilakukan untuk merencanakan *spillway morning glory* antara lain :

3.1.4.1 Analisa Hidrologi

1. Perhitungan curah hujan wilayah

Data curah hujan didapat dari satu stasiun pencatat curah hujan yaitu stasiun Kedung Pingit. Data curah hujan harian yang tersedia adalah 25 tahun yaitu dari tahun 1990 sampai dengan tahun 2014 yang mempunyai daerah aliran sungai (DAS) sebesar 14,30 km², panjang sungai utama 7,44 km.

2. Menentukan parameter dasar statistik

Menentukan parameter dasar statistik dari hasil perhitungan curah hujan wilayah, untuk mengetahui akan menggunakan distribusi frekuensi yang akan dipilih.

3. Analisa distribusi frekuensi

Setelah perhitungan parameter dasar statistik, selanjutnya menghitung analisa distribusi frekuensi dengan menggunakan distribusi terpilih.

4. Uji kecocokan

Uji kecocokan dilakukan dengan menggunakan dua cara, yaitu : Uji Chi kuadrat dan Uji *Smirnov Kolmogorov*, dari data analisa distribusi frekuensi terpilih.

5. Perhitungan hidrograf

Perhitungan hidrograf dengan menggunakan metode GAMA I untuk menentukan debit banjir rencana.

3.1.4.2 Perencanaan *Spillway Morning Glory*

1. Kurva tampungan waduk
Kurva tampungan waduk dihitung untuk mengetahui tampungan air di wilayah yang telah ditentukan sesuai dengan peta topografi yang ada.
2. Profil Puncak (*Crest Profil*)
Menentukan bentuk permukaan punggung pelimpah
3. Desain bagian transisi
Diameter tiap titik transisi pada *tunnel* berbeda. Maka menghitung R (diameter tiap titik) pada bagian transisi tunnel.
4. Perencanaan *Discharge Conduit*.
Setelah menentukan dimensi tunnel maka selanjutnya menentukan panjang *spillway morning glory*.
5. Perhitungan Tebal Tunnel
Struktur *Spillway Morning Glory* harus kuat menahan beban-beban yang bekerja pada saat berada didalam air. Pada saat terendam struktur akan mengalami tekanan internal yang berasal dari tekanan fluida yang berada didalamnya, tekanan eksternal yang berasal dari air luar, perubahan temperatur, dan sebagainya

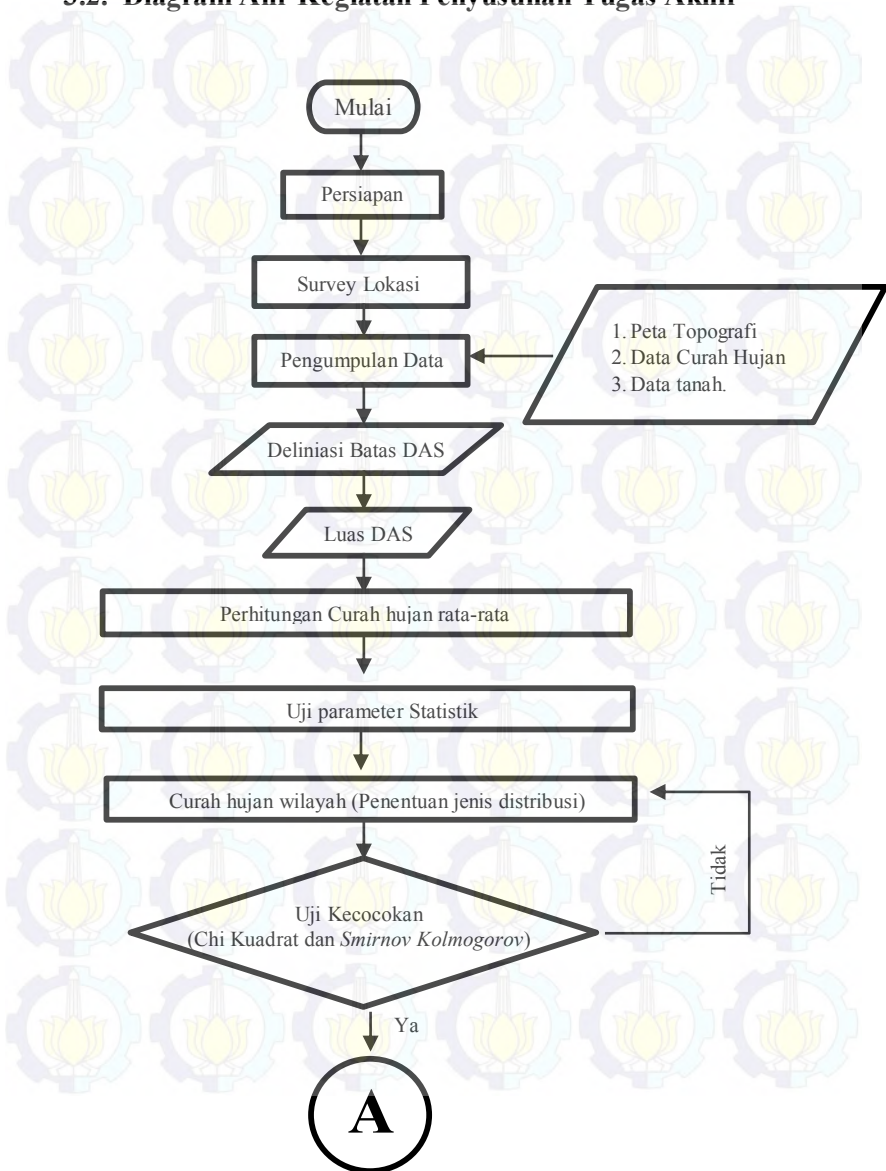
6. Perhitungan Stabilitas Spillway

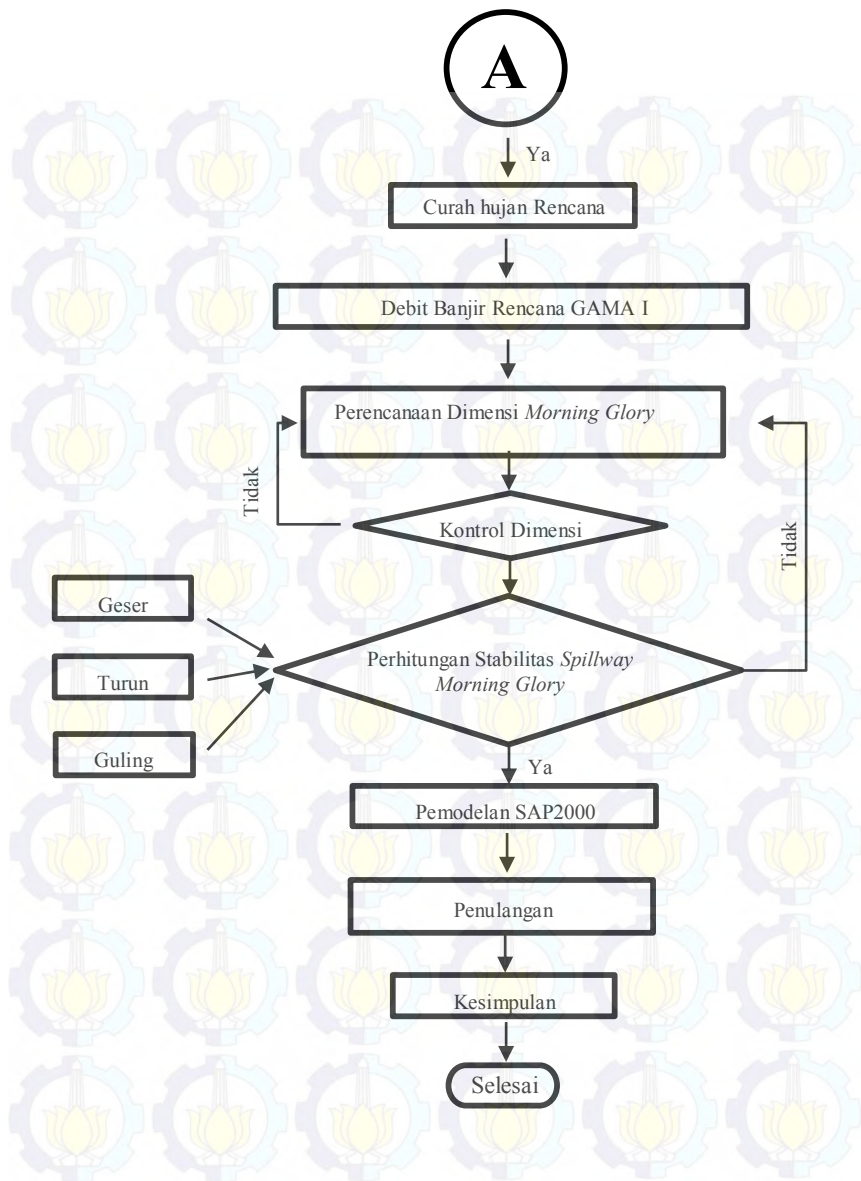
Perhitungan stabilitas tower spillway sangatlah penting untuk memastikan bangunan yang kita rencanakan aman. Adapun stabilitas yang akan diuji adalah stabilitas geser, stabilitas guling, stabilitas turun.

7. Analisis Struktur

Setelah mendapatkan data dimensi bangunan dari analisis hidrolika, maka dilakukan perhitungan analisis struktur. Dari perhitungan analisis struktur akan didapatkan banyaknya tulangan lentur dan tulangan pembagi pada *spillway*.

3.2. Diagram Alir Kegiatan Penyusunan Tugas Akhir





BAB IV

ANALISA HIDROLOGI

4.1 Umum

Hidrologi merupakan peranan penting dalam hal yang berkaitan dengan air di bumi, baik mengenai terjadinya, peredaran dan penyebarannya, sifat-sifatnya dan hubungan dengan lingkungannya khususnya untuk perencanaan bangunan air. Hasil analisa hidrologi dapat digunakan untuk menentukan besarnya debit banjir rencana yang melewati pelimpah sehingga dapat diketahui dimensi pelimpah.

Dalam melakukan analisa hidrologi diperlukan data curah hujan. Tahapan untuk perhitungan adalah sebagai berikut :

1. Perhitungan curah hujan harian maksimum rata-rata dengan metode aritmatic mean.
2. Perhitungan curah hujan rencana.
3. Perhitungan pola distribusi curah hujan tiap jam.
4. Perhitungan hujan efektif.
5. Analisa hidrograf banjir.

4.2 Perhitungan Curah Hujan Rata-rata Maksimum Harian

Analisa data curah hujan diperlukan dalam perhitungan curah hujan rata-rata dari suatu daerah aliran dan nantinya dapat ditentukan curah hujan harian dari stasiun-stasiun hidrologi sekitar daerah aliran yang mempunyai data lengkap.

Karena stasiun penakar hujan tersebar di daerah aliran maka akan banyak data tinggi hujan yang diperoleh yang besarnya tidak sama. Ketidaksamaan ini menyebabkan kita perlu menetapkan suatu nilai rata-rata supaya kita dapat melakukan analisa hidrologi, yaitu memprediksi besarnya aliran yang terjadi.

Namun dari stasiun-stasiun hidrologi yang terdapat disekitar daerah aliran sungai Bendungan Semantok terdapat satu stasiun

saja, yaitu stasiun Kedung Pingit yang mempunyai data hujan harian tidak kurang dari 10 tahun. Untuk analisa data hujan ini diambil data hujan harian selama 25 tahun (mulai tahun 1990 sampai dengan 2014).

4.3 Analisa Data Curah Hujan

Sebelum dilakukan perhitungan statistik, data curah hujan yang tersedia haruslah dianalisa terlebih dahulu. Data hujan pada perencanaan ini berasal dari satu stasiun pengamatan, yaitu Stasiun Kedung Pingit. Data hujan dari satu stasiun tersebut dapat dilihat pada tabel 4.1 berikut:

Tabel 4.1
Data Curah Hujan Maksimum di Wilayah Perencanaan

Jumlah Tahun	Tahun	Waktu Kejadian	R (mm)
1	1990	25-Apr	98
2	1991	28-Feb	110
3	1992	27-Jan	103
4	1993	07-Apr	71
5	1994	16-Jan	81
6	1995	30-Mar	91
7	1996	21-Nov	127
8	1997	11-Apr	94
9	1998	18-Feb	115
10	1999	29-Jan	97
11	2000	22-Mei	96
12	2001	12-Mar	79
13	2002	28-Mar	99
14	2003	23-Jan	144
15	2004	02-Des	107

16	2005	14-Jan	119
17	2006	17-Feb	106
18	2007	12-Apr	110
19	2008	05-Mar	97
20	2009	29-Dec	114
21	2010	06-Agu	152
22	2011	21-Dec	134
23	2012	05-Dec	74
24	2013	17-Mar	96
25	2014	20-Jan	87

Berdasarkan data curah hujan pada tabel 4.1, maka curah hujan rata-rata maksimumnya tidak ada karena data yang didapatkan hanya dari satu stasiun saja.

4.4 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Tujuan dari data curah hujan harian maksimum adalah untuk mendapatkan curah hujan rencana pada setiap periode ulang yang diinginkan. Sebelum menentukan metode apa yang digunakan untuk menghitung curah hujan rencana terlebih dahulu dilakukan analisa frekuensi terhadap data curah hujan.

4.4.1 Distribusi Gumbel

Perumusan Metode Gumbel :

$$X_t = \bar{x} + k \cdot S$$

$$\bar{x} = \frac{\sum X_i}{N}$$

$$Y_t = -\ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]$$

$$k = \frac{Y_t - Y_n}{S_n}$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{N-1}}$$

Dimana :

X_t = Besarnya curah hujan rencana pada periode ulang tahun T tahun (mm)

\bar{x} = Curah hujan harian maksimum rata-rata selama tahun pengamatan

X_i = Curah hujan masing-masing tahun pengamatan

K = Faktor frekuensi

Y_t = Reduced Variate

Y_n = Reduced Mean

S = Standar Deviasi

Tabel 4.2 Perhitungan Metode Gumbel

Jumlah Data	Tahun	X (mm)	X _{pengurutan}	$X - \bar{X}$	$(X - \bar{X})^2$	$(X - \bar{X})^3$	$(X - \bar{X})^4$
1	1990	98	152	47,96	2300,16	110315,75	5290743,39
2	1991	110	144	39,96	1596,80	63808,19	2549775,35
3	1992	103	134	29,96	897,60	26892,14	805688,63
4	1993	71	127	22,96	527,16	12103,63	277899,35
5	1994	81	119	14,96	223,80	3348,07	50087,16
6	1995	91	115	10,96	120,12	1316,53	14429,20
7	1996	127	114	9,96	99,20	988,05	9840,96
8	1997	94	110	5,96	35,52	211,71	1261,78
9	1998	115	110	5,96	35,52	211,71	1261,78
10	1999	97	107	2,96	8,76	25,93	76,77
11	2000	96	106	1,96	3,84	7,53	14,76
12	2001	79	103	-1,04	1,08	-1,12	1,17
13	2002	99	99	-5,04	25,40	-128,02	645,24
14	2003	144	98	-6,04	36,48	-220,35	1330,91
15	2004	107	97	-7,04	49,56	-348,91	2456,35
16	2005	119	97	-7,04	49,56	-348,91	2456,35
17	2006	106	96	-8,04	64,64	-519,72	4178,54
18	2007	110	96	-8,04	64,64	-519,72	4178,54
19	2008	97	94	-10,04	100,80	-1012,05	10160,96
20	2009	114	91	-13,04	170,04	-2217,34	28914,15
21	2010	152	87	-17,04	290,36	-4947,76	84309,86
22	2011	134	81	-23,04	530,84	-12230,59	281792,80
23	2012	74	79	-25,04	627,00	-15700,12	393131,01
24	2013	96	74	-30,04	902,40	-27108,14	814328,65
25	2014	87	71	-33,04	1091,64	-36067,84	1191681,38
		$\sum X$	2601,00		9852,96	117858,64	11820645,03
		\bar{X}	104,04				

Tabel 4.3 Tabel Harga Reduced Mean (Yn)

n	Yn	n	Yn	n	Yn	n	Yn
10	0,4952	33	0,5388	56	0,5508	79	0,5567
11	0,4996	34	0,5396	57	0,5511	80	0,5569
12	0,5035	35	0,5403	58	0,5515	81	0,557
13	0,5070	36	0,541	59	0,5518	82	0,5572
14	0,5100	37	0,5413	60	0,5521	83	0,5574
15	0,5128	38	0,5424	61	0,5524	84	0,5576
16	0,5157	39	0,543	62	0,5527	85	0,5578
17	0,5181	40	0,5436	63	0,553	86	0,558
18	0,5202	41	0,5442	64	0,5533	87	0,5581
19	0,522	42	0,5448	65	0,5536	88	0,5583
20	0,5236	43	0,5453	66	0,5538	89	0,5585
21	0,5252	44	0,5458	67	0,554	90	0,5586
22	0,5268	45	0,5463	68	0,5543	91	0,5587
23	0,5283	46	0,5468	69	0,5545	92	0,5589
24	0,5296	47	0,5473	70	0,5548	93	0,559
25	0,5309	48	0,5477	71	0,555	94	0,5592
26	0,532	49	0,5481	72	0,5552	95	0,5593
27	0,5332	50	0,5485	73	0,5555	96	0,5595
28	0,5343	51	0,5489	74	0,5557	97	0,5596
29	0,5453	52	0,5493	75	0,5559	98	0,5598
30	0,5362	53	0,5497	76	0,5561	99	0,5599
31	0,5371	54	0,5501	77	0,5563	100	0,56
32	0,528	55	0,5504	78	0,5565		

(Sumber : Soewarno. 1995 : 129)

Tabel 4.4 Tabel Harga Reduced Deviation (S_n)

n	S_n	n	S_n	n	S_n	n	Y_n
10	0.9496	33	1.1226	56	1.1696	79	1.193
11	0.9676	34	1.1255	57	1.1708	80	1.1938
12	0.9833	35	1.1285	58	1.1721	81	1.1945
13	0.9971	36	1.1313	59	1.1734	82	1.1953
14	1.0095	37	1.1339	60	1.1747	83	1.1959
15	1.0206	38	1.1363	61	1.1759	84	1.1967
16	1.1316	39	1.1388	62	1.177	85	1.1973
17	1.0411	40	1.1413	63	1.1782	86	1.198
18	1.0493	41	1.1436	64	1.1793	87	1.1987
19	1.0565	42	1.1458	65	1.1803	88	1.1994
20	1.0628	43	1.148	66	1.1814	89	1.2001
21	1.0686	44	1.1499	67	1.1824	90	1.2007
22	1.0754	45	1.1519	68	1.1834	91	1.2013
23	1.0811	46	1.1538	69	1.1844	92	1.202
24	1.0864	47	1.1557	70	1.1854	93	1.2026
25	1.0915	48	1.1574	71	1.1863	94	1.2032
26	1.0961	49	1.159	72	1.1873	95	1.2038
27	1.1004	50	1.1607	73	1.1881	96	1.2044
28	1.1047	51	1.1623	74	1.189	97	1.2049
29	1.1086	52	1.1638	75	1.1898	98	1.2055
30	1.1124	53	1.1658	76	1.1906	99	1.206
31	1.1159	54	1.1667	77	1.1915	100	1.2065
32	1.1193	55	1.1681	78	1.1923		

(Sumber : Soewarno. 1995 : 130)

$n = 25$

$Y_n = 0,5309$

$S_n = 1,0915$

Perhitungan Yt :

$$Y_t = -\ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]$$

Tabel 4.5 Perhitungan Yt

No	Periode Ulang (T)	$\frac{T}{T-1}$	Yt
1	1	-	-
2	2	2	0,37
3	5	1,250	1,50
4	10	1,111	2,25
5	20	1,053	2,97
6	50	1,020	3,90
7	100	1,010	4,60
9	1000	1,001	6,91

$$X_t = \bar{x} + k \cdot S$$

$$k = \frac{Y_t - Y_n}{S_n}$$

$$X_t = \bar{x} + k \cdot S$$

$$= \bar{x} + \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \cdot S$$

Tabel 4.6
Perhitungan Curah Hujan Rencana Dengan Metode Gumbel

No	T	Yt	k	Xt
1	1	-	-	-
2	2	0,37	-0,15	100,99
3	5	1,50	0,89	122,03
4	10	2,25	1,58	135,96
5	20	2,97	2,23	149,32
6	50	3,90	3,09	166,62
7	100	4,60	3,73	179,58
9	1000	6,91	5,84	222,41

Dimana :

$$\bar{x} = 104,04$$

$$S = 20,26$$

$$Y_n = 0,5309$$

$$S_n = 1,0915$$

➤ Perhitungan Standar Deviasi (S)

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{N - 1}} = \sqrt{\frac{9852,96}{24}} = 20,26$$

➤ Perhitungan Koefisien Variasi (Cv)

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} = \frac{20,26}{104,04} = 0,19$$

➤ Perhitungan Koefisien Kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{\sum (X - \bar{X})^3 \cdot N}{(N-1)(N-2) \cdot S^3} = \frac{117858,64 \times 25}{(24)(23)(20,26)^3} = 0,64$$

➤ Perhitungan Koefisien Ketajaman (Ck)

$$Ck = \frac{\Sigma(X -)^4 \cdot N^2}{(N - 1)(N - 2)(N - 3)S^4} = \frac{11820645,03 \times 25^2}{24 \times 23 \times 22 \times (20,26)^4} = 3,61$$

➤ Perhitungan Log Normal

$$Cs = Cv^3 + 3(Cv)$$

$$Cs = 0,19^3 + 3(0,19)$$

$$Cs = 0,58$$

$$Ck = Cv^8 + 6Cv^6 + 15Cv^4 + 16Cv^2 + 3$$

$$Ck = 0,19^8 + 6(0,19^6) + 15(0,19^4) + 16(0,19^2) + 3$$

$$Ck = 3,60$$

Keterangan :

- n = 25
- n - 1 = 24
- n - 2 = 23
- n - 3 = 22

Dalam menentukan distribusi yang akan digunakan harus memenuhi persyaratan parameter statistik yang sesuai dengan tabel 4.7.

Tabel 4.7 Parameter statistik untuk menentukan jenis distribusi

No	Distribusi	Persyaratan	Hasil Hitungan	keterangan
1	Normal	Cs = 0	0,64	tidak diterima
		Ck = 3	3,61	
2	Log Normal	Cs = Cv ³ +3Cv	0,58	tidak diterima
		Ck = Cv ⁸ + 6Cv ⁶ + 15Cv ⁴ +16Cv ² + 3	3,60	
3	Gumbel	Cs = 1,14	0,64	tidak diterima
		Ck = 5,4	3,61	
4	Log pearson III	Selain dari nilai di atas/bebas		Diterima

sumber : (Triadmojo, 2010)

Dari hasil perhitungan untuk memenuhi persyaratan parameter statistik dalam menentukan jenis distribusi, ternyata yang memenuhi persyaratan parameter statistik adalah distribusi log pearson III.

4.4.2 Distribusi Log Pearson Type III

Distribusi Log Pearson Type III banyak digunakan dalam analisa hidrologi, terutama dalam analisa data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrim. Distribusi Log Pearson Type III adalah salah satu dari kumpulan distribusi yang diusulkan oleh Pearson. Bentuk distribusi Log Pearson Type III merupakan hasil transformasi dari distribusi Pearson Type III dengan menggantikan variat menjadi nilai logaritmatik. Persamaan Distribusi Log Pearson Type III :

$$\overline{\log X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log X}{n}$$

$$S. \log X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log X - \overline{\log X})^2}{n-1}}$$

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log X - \overline{\log X})^3}{(n-1).(n-2).(S. \log X)^3}$$

$$Ck = \frac{n^2 \sum (\log x - \overline{\log X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(S \log X)^4}$$

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}}$$

Sehingga persamaan garis lurus nya :

$$\log X = \overline{\log X} + k^*(S \log X)$$

(Sumber : Soewarno, 1995 : 143)

Keterangan :

$\log X$ = Logaritma curah hujan rencana untuk kala ulang tahun

K = Konstanta yang besarnya tergantung Cs (dengan melihat tabel)

$\overline{\log X}$ = Harga rata-rata dari logaritma data

n = Jumlah data

$S \log X$ = Standart deviasi dari $\log X$

Cs = Koefisien Skewness atau koefisien kemencengan

Ck = Koefisien Kurtosis

Tabel 4.8 Perhitungan Log Person Type III

No	Tahun	X	Log X	(LogX - Log X)2	(LogX - Log X)3	(LogX - Log X)4
1	1990	98	1,991	0,0003343961	-0,0000061149	0,0000001118
2	1991	110	2,041	0,0010163414	0,0000324011	0,0000010329
3	1992	103	2,013	0,0000110533	0,0000000367	0,0000000001
4	1993	71	1,851	0,0250444001	-0,0039633822	0,0006272220
5	1994	81	1,908	0,0102065671	-0,0010311445	0,0001041740
6	1995	91	1,959	0,0025473403	-0,0001285673	0,0000064889
7	1996	127	2,104	0,0088908202	0,0008383256	0,0000790467
8	1997	94	1,973	0,0013238479	-0,0000481678	0,0000017526
9	1998	115	2,061	0,0026199314	0,0001341019	0,0000068640
10	1999	97	1,987	0,0005171458	0,0000117603	0,0000002674
11	2000	96	1,982	0,0007420907	-0,0000202155	0,0000005507
12	2001	79	1,898	0,0125183614	-0,0014006229	0,0001567094
13	2002	99	1,996	0,0001925817	-0,0000026725	0,0000000371
14	2003	144	2,158	0,0221562978	0,0032979631	0,0004909015
15	2004	107	2,029	0,0003948647	0,0000078464	0,0000001559
16	2005	119	2,076	0,0043605402	0,0002879456	0,0000190143
17	2006	106	2,025	0,0002494280	0,0000039393	0,0000000622
18	2007	110	2,041	0,0010163414	0,0000324011	0,0000010329
19	2008	97	1,987	0,0005171458	-0,0000117603	0,0000002674
20	2009	114	2,057	0,0022460279	0,0001064444	0,0000050446
21	2010	152	2,182	0,0296979781	0,0051178826	0,0008819699
22	2011	134	2,127	0,0138279310	0,0016260572	0,0001912117
23	2012	74	1,869	0,0196787183	-0,0027605474	0,0003872520
24	2013	96	1,982	0,0007420907	-0,0000202155	0,0000005507
25	2014	87	1,940	0,0048990652	-0,0003429018	0,0000240008
		JmL	50,238	0,165751	0,001737	0,002986
		Log X	2,010	0,006630	0,000069	0,000119

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{50,238}{25} = 2,010$$

$$S \log \bar{X} = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \log \bar{x})^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{0,165751}{24}} = 0,083$$

$$C_s = \frac{n \sum (\text{Log } x - \text{Log } X)^3}{(n-1)(n-2) (S \text{ Log } X)^3} = \frac{25 \cdot (0,001737)}{(24)(23)(0,083)^3} = 0,132$$

$$C_k = \frac{n^2 \sum (\text{Log } X - \text{Log } X)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(S \text{ Log } X)^4} = \frac{25^2 \cdot (0,002986)}{(24)(23)(22)(0,083)^4} = 3,238$$

$$\text{Log } x = \log x + \overline{k} \cdot S \log x$$

Dari perhitungan Cs didapatkan nilai 0,132. Karena nilai Cs yang didapat tidak ada di dalam tabel nilai k, maka dicari dengan menggunakan interpolasi. Hasil perhitungan akan disajikan dalam tabel 4.9

Tabel 4.9
Hasil Perhitungan Hujan Rencana Dengan Metode Log Pearson Type III

No	periode Ulang	peluang %	Log X	k	S Log X	Log X	X
1	2	50	2,01	0,02	0,08	2,01	102,66
2	5	20	2,01	0,83	0,08	2,08	119,90
3	10	10	2,01	1,30	0,08	2,12	131,05
4	25	4	2,01	1,80	0,08	2,16	144,17
5	50	2	2,01	2,13	0,08	2,19	153,54
6	100	1	2,01	2,43	0,08	2,21	162,62
7	200	0,5	2,01	2,70	0,08	2,23	171,50
8	1000	0,1	2,01	3,29	0,08	2,28	191,67

4.4.3 Uji Kecocokan

Untuk menentukan kecocokan (*the Goodness of fit Test*) distribusi dari sample data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekwensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang akan disajikan adalah :

- *Uji Chi - Kuadrat (Chi Square)*
- *Smirnov - Kolmogorov*

Umumnya pengujian dilaksanakan dengan menggambarkan data pada kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus, atau dengan membandingkan kurva frekwensi dari data pengamatan terhadap kurva frekwensi teoritisnya.

4.4.3.1 Uji Chi – Kuadrat

Uji Chi – Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut dengan uji Chi – Kuadrat. Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus :

$$X_h^2 = \sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

(Sumber : Soewarno. 1995 : 194)

Dimana :

X_h^2 = Parameter Chi kuadrat terhitung

\sum = Jumlah sub kelompok

O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i

E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

Parameter X_h^2 merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai X_h^2 sama atau lebih besar dari pada nilai Chi – Kuadrat yang sebenarnya (X^2).

Prosedur uji Chi – Kuadrat adalah :

- 1) Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya).
- 2) Kelompokkan data menjadi G sub – grup, tiap – tiap sub grup minimal 4 data pengamatan.

Tidak ada aturan yang pasti tentang penentuan jumlah kelas (grup), H.A. Sturges pada tahun 1926 mengemukakan suatu perumusan untuk menentukan banyaknya kelas, yaitu :

$$G = 1 + 3.322 \log n$$

k = banyaknya kelas

n = banyaknya nilai observasi (data)

- 3) Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i untuk tiap – tiap sub grup.
- 4) Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i .
- 5) Tiap – tiap sub – grup hitung nilai :
 $(O_i - E_i)^2$ dan $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
- 6) Jumlahkan seluruh G sub grup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai Chi – Kuadrat hitung.
- 7) Menentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R = 1$, untuk distribusi Poisson).

Interpretasi hasilnya adalah :

- 1) Apabila peluang lebih besar dari 5 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- 2) Apabila peluang lebih kecil dari 1 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
- 3) Apabila peluang berada diantara 1 % sampai 5 %, adalah tidak mungkin mengambil keputusan, maka perlu penambahan data.

Perhitungan Chi – Kuadrat

Jumlah data : 25

Taraf signifikan α : 5%

Jumlah sub kelompok (G) : $1 + 3,322 \log 25$

: $1 + 4,64$

: $5,64 \approx 6$ Sub

Derajat kebebasan (DK) : $G - R - 1$

: $6 - 2 - 1$

: 3

Dengan demikian, maka χ^2_{Cr} : 7,815

Tabel 4.10 Nilai Kritis

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,000393	0,000157	0,000982	0,000393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,01	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,21	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,86
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,07	12,832	15,086	16,75

(Sumber : Soewarno. 1995 : 222)

Menghitung kelas distribusi

$$\begin{aligned}\text{Kelas distribusi} &= \frac{1}{6} \times 100\% \\ &= 16,67 \% \text{ interval distribusi}\end{aligned}$$

Adalah : 16,67% : 33,34% : 50,01% : 66,68% : 83,35%

Presentase 16,67 %

$$P_{(x)} = 16,67\%$$

$$T = \frac{1}{P_x}$$

$$T = \frac{1}{0,17} = 5,88 \text{ tahun}$$

Presentase 33,34 %

$$P_{(x)} = 33,34\%$$

$$T = \frac{1}{P_x}$$

$$T = \frac{1}{0,33} = 3,03 \text{ tahun}$$

Presentase 50,01 %

$$P_{(x)} = 50,01\%$$

$$T = \frac{1}{P_x}$$

$$T = \frac{1}{0,5} = 2 \text{ tahun}$$

Presentase 66,68 %

$$P_{(x)} = 66,68\%$$

$$T = \frac{1}{P_x}$$

$$T = \frac{1}{0,67} = 1,49 \text{ tahun}$$

Presentase 83,35 %

$$P_{(x)} = 83,35\%$$

$$T = \frac{1}{P_x}$$

$$T = \frac{1}{0,83} = 1,20 \text{ tahun}$$

Dari perhitungan kelas distribusi di atas, didapatkan nilai P dan k

Tabel 4.11 Nilai Variabel Reduksi Gauss

Periode Ulang T (tahun)	Peluang (P)	k
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,01	0,99	-2,33
1,05	0,95	-1,64
1,11	0,9	-1,28
1,25	0,8	-0,84
1,33	0,75	-0,67
1,43	0,7	-0,52
1,67	0,6	-0,25
2	0,5	0
2,5	0,4	0,25
3,33	0,3	0,52
4	0,25	0,67
5	0,2	0,84
10	0,1	1,28
20	0,05	1,64
50	0,2	2,05
100	0,01	2,33
200	0,005	2,58
500	0,002	2,88
1000	0,001	3,09

Sumber : (Soewarno, 1995)

Menentukan nilai batas sub kelompok

Dari perhitungan diatas didapatkan ada 6 sub kelompok. Dari 6 sub kelompok tersebut ditentukan nilai batas tiap kelompok. Perhitungan nilai batas sub kelompok menggunakan rumus

Untuk $P = 16,67\% \rightarrow k = 0,91$

$$X_1 = \overline{\log X} + k.S$$

$$X_1 = 2,010 + (0,91 \times 0,083)$$

$$X_1 = 121,77 \text{ mm}$$

Untuk $P = 33,34\% \rightarrow k = 0,42$

$$X_2 = \overline{\log X} + k.S$$

$$X_2 = 2,010 + (0,42 \times 0,083)$$

$$X_2 = 110,88 \text{ mm}$$

Untuk $P = 50,01\% \rightarrow k = 0$

$$X_3 = \overline{\log X} + k.S$$

$$X_3 = 2,010 + (0 \times 0,083)$$

$$X_3 = 102,32 \text{ mm}$$

Untuk $P = 66,68\% \rightarrow k = -0,45$,

$$X_3 = \overline{\log X} + k.S$$

$$X_3 = 2,010 + (-0,45 \times 0,083)$$

$$X_3 = 93,90 \text{ mm}$$

Untuk $P = 83,35\% \rightarrow k = -0,99$

$$X_3 = \overline{\log X} + k.S$$

$$X_3 = 2,010 + (-0,99 \times 0,083)$$

$$X_3 = 84,69 \text{ mm}$$

Dari perhitungan diatas, batas sub kelompok bisa di tabelkan seperti Tabel 4.12 di bawah ini:

Tabel 4.12 Nilai Batas Tiap Kelompok

Kelompok	Batasan Nilai
I	$X \leq 84,69$
II	$84,69 < X \leq 93,90$
III	$93,90 < X \leq 102,32$
IV	$102,32 < X \leq 110,88$
IV	$110,88 < X \leq 121,77$
VI	$X \geq 121,77$

Sumber : Hasil Perhitungan

1. Menentukan E_i

E_i adalah frekuensi (banyak pengamatan) yang dihadapkan sesuai dengan pembagian kelasnya (Bambang Triatmodjo, 2010). Maka untuk mencari E_i menggunakan rumus :

$$E_i = \frac{\text{jumlah data (n)}}{\text{jumlah kelas (G)}}$$

$$E_i = \frac{25}{6} = 4,2$$

2. Menentukan Chi-Kuadrat hitung (Xh^2)

Rumus untuk menentukan Chi-Kuadrat adalah :

$$Xh^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Contoh perhitungan

$$Xh^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(3 - 4,2)^2}{4,2}$$

$$Xh^2 = 0,34$$

Tabel 4.13
Perhitungan Uji Chi - Kuadrat

No	Nilai Batas Sub Kelompok	Jumlah data		$(O_i - E_i)^2$	$\chi^2 = \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
		O _i	E _i		
1	$X \leq 84,69$	4	4,2	0,03	0,01
2	$84,69 < X \leq 93,90$	2	4,2	4,69	1,13
3	$93,90 < X \leq 102,32$	7	4,2	8,03	1,93
4	$102,32 < X \leq 110,88$	5	4,2	0,69	0,17
5	$110,88 < X \leq 121,77$	3	4,2	1,36	0,33
6	$X \geq 121,77$	4	4,2	0,03	0,01
		25	25		3,56

Sumber : Hasil Perhitungan

Nilai Chi-Kuadrat = 3,56
 Derajat Kebebasan (DK) = 3
 Derajat Signifikan alpha = 5%
 Nilai Chi Teoritis = 7,815

Dari perhitungan Chi-Kuadrat untuk distribusi hujan dengan metode *Log Pearson tipe III*, diperoleh nilai Chi-Kuadrat 3,56. Dengan derajat kebebasan (DK) 3, dan derajat signifikan alpha 5%, maka diperoleh Chi-Kuadrat teoritis 7,815 (sesuai pada Tabel 4.10)

Perhitungan akan diterima apabila nilai Chi-Kuadrat teoritis > nilai Chi-Kuadrat hitung. Dari perhitungan diatas diperoleh nilai $7,815 > 3,56$, sehingga perhitungan diterima.

Tabel 4.14 Nilai Chi-Kuadrat Teoritis

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,582	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber : Soewarno (1995)

4.4.3.2 Uji Smirnov – Kolmogorov

Uji Kecocokan Smirnov- Kolmogorof, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non – parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

- 1) Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing – masing data tersebut.
- 2) Tentukan nilai masing – masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).
- 3) Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.
 $D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)]$
- 4) Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov – Kolmogorov test*) tentukan harga D_0 .
 - Apabila $D < D_0$ maka distribusi teoritis dapat diterima.
 - Apabila $D > D_0$ maka distribusi teoritis tidak dapat diterima.

Tabel 4.15
Nilai Kritis D_0 Untuk Uji Smirnov – Kolmogorov

No	N	A			
		0,20	0,10	0,05	0,01
1	5	0,45	0,51	0,56	0,67
2	10	0,32	0,37	0,41	0,49
3	15	0,27	0,30	0,34	0,40
4	20	0,23	0,26	0,29	0,36
5	25	0,21	0,24	0,27	0,32
6	30	0,19	0,22	0,24	0,29
7	35	0,18	0,20	0,23	0,27
8	40	0,17	0,19	0,21	0,25
9	45	0,16	0,18	0,20	0,24
10	50	0,15	0,17	0,19	0,23
$N > 50$		$1,07/$ $N^{0,5}$	$1,22/$ $N^{0,5}$	$1,36/$ $N^{0,5}$	$1,63/$ $N^{0,5}$

(Sumber : Soewarno. 1995 : 199)

Tabel 4.16
Perhitungan Uji Smirnov - Kolmogorov Distribusi Log Person
Type III

No	Log X pengurutan	M	$P(x)=m/(n+1)$	$P(x<)$	$f(t) = (x-x_{rata})/S$	$P'(x)$	$P'(x<)$	D
	1	2	3	4	5	6	7	8
			kol2-kol3				1-kol7	kol7-kol4
1	2,182	1	0,038	0,962	2,074	0,983	0,017	0,022
2	2,158	2	0,077	1,923	1,791	0,967	0,033	-0,956
3	2,127	3	0,115	2,885	1,415	0,928	0,072	-1,956
4	2,104	4	0,154	3,846	1,135	0,882	0,118	-2,965
5	2,076	5	0,192	4,808	0,795	0,801	0,199	-4,007
6	2,061	6	0,231	5,769	0,616	0,747	0,253	-5,022
7	2,057	7	0,269	6,731	0,570	0,732	0,268	-5,998
8	2,041	8	0,308	7,692	0,384	0,668	0,332	-7,025
9	2,041	9	0,346	8,654	0,384	0,668	0,332	-7,986
10	2,029	10	0,385	9,615	0,239	0,614	0,386	-9,002
11	2,025	11	0,423	10,577	0,190	0,595	0,405	-9,982
12	2,013	12	0,462	11,538	0,040	0,536	0,464	-11,003
13	1,996	13	0,500	12,500	-0,167	0,414	0,586	-12,086
14	1,991	14	0,538	13,462	-0,220	0,394	0,606	-13,068
15	1,987	15	0,577	14,423	-0,274	0,373	0,627	-14,050
16	1,987	16	0,615	15,385	-0,274	0,373	0,627	-15,011
17	1,982	17	0,654	16,346	-0,328	0,353	0,647	-15,993
18	1,982	18	0,692	17,308	-0,328	0,353	0,647	-16,955
19	1,973	19	0,731	18,269	-0,438	0,313	0,687	-17,956
20	1,959	20	0,769	19,231	-0,607	0,256	0,744	-18,975
21	1,940	21	0,808	20,192	-0,842	0,186	0,814	-20,006
22	1,908	22	0,846	21,154	-1,216	0,103	0,897	-21,051
23	1,898	23	0,885	22,115	-1,346	0,082	0,918	-22,034
24	1,869	24	0,923	23,077	-1,688	0,041	0,959	-23,036
25	1,851	25	0,962	24,038	-1,904	0,025	0,975	-24,013

Banyaknya data (n) = 25
 Dmax = 0,022
 Derajat kepercayaan = 5%
 Do = 0,27

Dmax = 0,022 ada pada tingkat ke m = 1 maka diperoleh nilai DO = 0,27 (D max < DO) sehingga persamaan distribusi Log Pearson Type III dapat diterima.

4.5 Debit Banjir Rencana

Analisis debit banjir merupakan hal yang harus diperhitungkan dalam membangun bendungan. Dengan menganalisis debit banjir, umur suatu bendungan bisa diukur. Berpedoman pada tabel ulang banjir rancangan, banjir rencana maksimum untuk bendungan. Untuk perhitungan debit banjir periode ulang 1000 tahun juga diperlukan agar dapat diketahui tinggi tanggul banjir dan mengontrol keamanan bangunan utama bendung.

Sebagai gambaran lebih lanjut, berikut disajikan tabel yang memuat beberapa parameter banjir rancangan yang digunakan Departemen Pekerjaan Umum untuk bendungan :

Tabel 4.17. Pedoman kriteria umum banjir rancangan untuk bendungan

Parameter Desain	Jenis dan Panjang Data	Metoda yang Digunakan
1.Ketersediaan Air	* Debit Bulanan atau Harian > 10 th	* Langsung Simulasi Neraca Air Waduk
	* Debit Bulanan atau Harian < 10 th	* Model Hubungan Hujandebit Debit
	* Debit Bulanan atau Harian Tidak Ada	* Analisa Wilayah
2.Banjir Desain 2 - 1000 th	* Debit Banjir > 20 th	* Analisa Frekuensi (Debit Banjir Puncak Untuk Desain Bangunan Pengelak)
3. Banjir Maksimum Boleh Jadi (BMB/PMF)	* Curah Hujan Harian Maksimum > 20 th	* Analisis Frekuensi Curah Hujan
	* Karakteristik DPS	* Unit Hidrograf Sintetik
	* Curah Hujan Harian Maksimum 10-20 thn	* Analisis Regional
4. Curah Hujan Maksimum Boleh Jadi (CMB)	* Curah Hujan (Harian Maksimum Tahunan) > 20 th	* <i>Strom maximization</i>
		* <i>Strom transposition</i>
		* Metode Statistik
	* Curah Hujan Harian Maksimum < 20 th	* Analisis Regional

(sumber : Dinas PU Pengairan, 1999)

4.5.1 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran termasuk perbandingan antara limpasan air hujan dengan total penyebab limpasan. Pada studi ini, koefisien pengaliran disesuaikan berdasarkan tata guna lahan dan kondisi fisik daerah aliran sungai yang ditabelkan sebagai berikut ini :

Tabel 4.18 Angka Koefisien Pengaliran

Kondisi DAS	Koefisien Pengaliran
Daerah pegunungan yang curam	0,75 - 0,90
Daerah pegunungan tersier	0,70 - 0,80
Daerah bergelombang dan hutan	0,50 - 0,75
Daerah yang ditanami	0,45 - 0,60
Persawahan yang diairi	0,70 - 0,80
Sungai di daerah pegunungan	0,75 - 0,85
Sungai kecil di daerah dataran	0,45 - 0,75
Sungai yang besar dengan wilayah pengaliran yang lebih dari seperduanya terdiri dari dataran	0,50 - 0,75

Sumber : Hadisusanto, 2011.

Pada lokasi bendungan Semantok ini termasuk daerah perbukitan tersier, maka koefisien pengaliran 0,7.

4.5.2 Analisa Unit Hidrograf

4.5.2.1 Unit Hidrograf Banjir Metode Sintetis GAMA I

Dalam perencanaan bangunan air seperti bendungan, spillway, flood control drainase dan sebagainya perlu

memperkirakan debit terbesar dari aliran sungai atau saluran yang mungkin terjadi dalam satu periode tertentu yang disebut debit banjir rencana. Hal ini dilakukan mengingat adanya hubungan antara hujan dan aliran sungai dimana besarnya aliran dalam sungai ditentukan oleh beberapa faktor yaitu : besarnya hujan, lama waktu hujan, intensitas hujan, luas daerah hujan, luas daerah aliran sungai dan ciri-ciri daerah alirannya. Metode yang digunakan untuk menghitung debit banjir rencana adalah Unit Hidrograph GAMA I.

Hidrograf satuan sintetis Gama I ini dikembangkan oleh Sri Harto (2000) berdasarkan perilaku hidrologis 30 DAS di Pulau Jawa. Meskipun diturunkan dari data DAS di Pulau Jawa, ternyata hidrograf satuan sintetis Gama I juga berfungsi baik untuk berbagai daerah lain di Indonesia. (Bambang Triatmodjo, Hidrologi Terapan).

Data yang digunakan dalam perhitungan hidrograf adalah sebagai berikut:

- Luas DAS (A) : 14,30 km²
- Panjang sungai utama (L) : 7,44 km
- Panjang sungai tingkat 1 : 17,43 km
- Panjang sungai semua tingkat : 33,59 km
- Jumlah Pangsa sungai tingkat 1 : 23
- Jumlah Pangsa sungai semua tingkat : 45
- Pertemuan sungai (JN) : 22
- WL (0,25L) : 1,86 km
- WU (0,75L) : 5,58 km
- AU : 7,9725
- Kemiringan sungai (S) : 0,0024
- Faktor sumber (SF) : 0,519
- Frekuensi sumber (SN) : 0,511
- Faktor lebar (WF) : 3 km
- Luas relatif DAS di hulu (RUA) : 0,56 km²
- Faktor simetri (SIM) : 1,67
- Kerapatan jaring kuras (D) : 2,35

Keterangan :

➤ Panjang sungai tingkat 1

Diperoleh dari menjumlahkan semua panjang pangsa sungai tingkat 1. Yang di sebut sungai tingkat satu adalah anak sungai terluar. Dapat di lihat pada Gambar 4.1

➤ Panjang sungai semua tingkat

Diperoleh dengan menjumlah semua panjang pangsa sungai yang ada. Gambar 4.1

➤ WL (*Wide Lower*)

Lebar DAS yang diambil tegak lurus dari outlet sungai utama, dengan jarak ditentukan dari panjang sungai utama x 0,25. Dapat di lihat pada Gambar 4.2

➤ WU (*Wide Upper*)

Lebar DAS yang diambil tegak lurus dari outlet sungai utama, dengan jarak ditentukan dari panjang sungai utama x 0,75 . Dapat di lihat pada Gambar 4.2

➤ RUA (*Relative Unit Area*)

Luas relatif DAS sebelah hulu, luas DAS sebelah hulu dibagi luas DAS.

➤ AU (*Area Unit*)

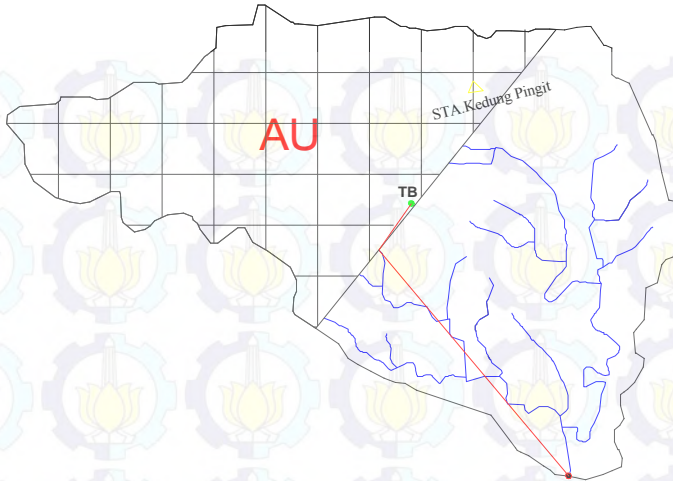
Didapat dengan mencari titik berat DAS. Kemudian menarik garis lurus dari titik berat ke titik yang paling dekat dengan titik berat. Lalu di bagi dua. Hasil pembagian panjang dibuat garis tegak lurus sehingga membagi dua wilayah yaitu : luas DAS sebelah hulu dan sebelah hilir. Dapat di lihat pada Gambar 4.3



Gambar 4.1 Penentuan Pangsa Sungai Semua Tingkat Untuk Parameter GAMA I



Gambar 4.2 Penentuan WU (*Wide Upper*) dan WL (*Wide Lower*) Untuk Parameter GAMA I



Gambar 4.3 Sketsa Penetapan AU (*Area Unit*) Untuk Parameter GAMA I

Bentuk hidrograf satuan sintesis Gama I dapat dihitung rumus sebagai berikut.

1. Hitungan waktu puncak HSS GAMA I (TR)

$$TR = 0,43 \left(\frac{L}{100.SF} \right)^3 + 1,0665 \text{ SIM} + 1,2775$$

$$TR = 3,063 \text{ jam}$$

2. Hitungan debit puncak banjir (QP)

$$QP = 0,1836 A^{0,5886} TR^{-0,4008} JN^{0,2381}$$

$$QP = 1,171 \text{ m}^3/\text{d}$$

3. Hitungan waktu dasar (TB)

$$TB = 27,4132 TR^{0,1457} S^{-0,0986} SN^{0,7344} RUA^{0,2574}$$

$$TB = 30,761 \text{ jam}$$

4. Koefisien resesi (K)

$$K = 0,5617 A^{0,1798} S^{-0,1446} SF^{-1,0897} D^{0,0452}$$

$$K = 4,600$$

5. Aliran dasar (QB)

$$QB = 0,4715 A^{0,6444} D^{0,9430}$$

$$QB = 8,858 \text{ m}^3/\text{d}$$

6. Indeks infiltrasi (ϕ)

$$\phi = 10,4903 - 3,859 \cdot 10^{-6} A^2 + 1,6985 \cdot 10^{-13} \left(\frac{A}{SN} \right)^4$$

$$\phi = 10,489 \text{ mm/jam}$$

$$Qt = Qp e^{-t/K}$$

Keterangan:

Qt : debit pada jam ke t (m^3/d)

Qp : debit puncak (m^3/d)

t : waktu dari saat terjadinya debit puncak (jam)

K : koefisien tampungan (jam)

Untuk $0 < t < TR = 3,063 \text{ jam}$

Kurva naik hidrograf adalah linier, dengan nilai $Qt=0$ pada $t=0$ sampai $Qt=Qp$ pada $t=TR$

Tabel 4.19 Kurva hidrograf untuk $0 < t < TR = 3,063$ jam

t (jam)	Q (m ³ /d)
0	0
1	0,382
2	0,765
3	1,147
3,063	1,171

Sumber : Hasil Perhitungan

Untuk $t > TR = 3,063$ jam

Kurva mengikuti persamaan berikut:

$$Qt = Qp e^{-t/K}$$

Keterangan:

Qt : debit pada jam ke t (m³/d)

Qp : debit puncak (m³/d)

t : waktu dari saat terjadinya debit puncak (jam)

K : koefisien tampungan (jam)

Tabel 4.20 Kurva hidrograf untuk $t > TR = 3,063$ jam

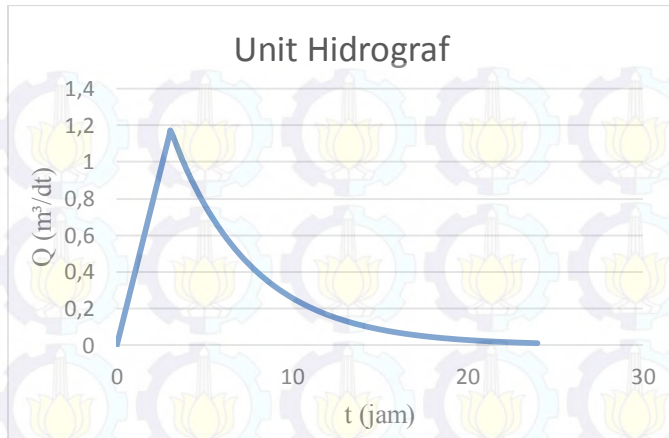
t (jam)	Q (m ³ /d)
4	0,955
5	0,769
6	0,619
7	0,498
8	0,401
9	0,322
10	0,259

Tabel 4.18 Lanjutan

11	0,209
12	0,168
13	0,135
14	0,109
15	0,087
16	0,070
17	0,057
18	0,046
19	0,037
20	0,030
21	0,024
22	0,019
23	0,015
24	0,012

Sumber : Hasil Perhitungan

Sehingga dihasilkan Unit Hidrograf Satuan Sintetik Gama I, seperti pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4 Grafik hidrograf satuan Gama I

Distribusi Hujan Jam-jaman

Distribusi hujan berdasarkan data curah hujan hanya didapat data harian saja, sedangkan untuk mendapatkan debit dibutuhkan data dalam detik ataupun jam-jaman.

A. Perhitungan rata-rata hujan sampai jam ke-t

Sebaran hujan per jam dihitung dengan menggunakan rumus Mononobe sebagai berikut :

$$Rt = \frac{R_{24}}{T} \left(\frac{T}{t} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (4.3)$$

Dimana :

- Rt = Rata – rata hujan pada jam ke – t (mm)
- t = Waktu lamanya hujan (jam)
- T = Lamanya hujan terpusat, dalam hal ini dipakai asumsi 5 jam
- R_{24} = Curah hujan harian efektif (mm)

- Jam ke 1

$$Rt = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{1} \right)^{2/3} = 0,585 R_{24}$$

- Jam ke 2

$$Rt = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{2} \right)^{2/3} = 0,368 R_{24}$$

- Jam ke 3

$$Rt = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{3} \right)^{2/3} = 0,281 R_{24}$$

- Jam ke 4

$$Rt = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{4} \right)^{2/3} = 0,232 R_{24}$$

- Jam ke 5

$$Rt = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{5} \right)^{2/3} = 0,2 R_{24}$$

B. Perhitungan Tinggi Hujan Pada Jam ke – t

Untuk menghitung curah hujan hingga jam ke T rumus umumnya adalah sebagai berikut :

$$R_T = t \times R_t - [(t - 1) \times R(t - 1)] \dots \dots \dots (4.4)$$

Dimana :

R_T = Curah hujan jam ke – T (mm)

R_t = Rata-rata hujan sampai jam ke – t (mm)

t = Waktu hujan dari awal sampai jam ke – t (jam)

$R(t-1)$ = Rata-rata hujan dari awal sampai jam ke (t-1) (mm)

Maka :

$$\begin{aligned} R_1 &= 1 \times R_1 - 0 \\ &= 1 \times 0,585 R_{24} = 0,585 R_{24} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_2 &= 2 \times R_2 - (2-1) \times R(2-1) \\ &= 2 \times 0,368 R_{24} - 1 \times 0,585 R_{24} = 0,151 R_{24} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_3 &= 3 \times R_3 - (3-1) \times R(3-1) \\ &= 3 \times 0,281 R_{24} - 2 \times 0,368 R_{24} = 0,107 R_{24} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_4 &= 4 \times R_4 - (4-1) \times R(4-1) \\
 &= 4 \times 0,232 R_{24} - 3 \times 0,281 R_{24} = 0,085 R_{24} \\
 R_5 &= 5 \times R_5 - (5-1) \times R(5-1) \\
 &= 5 \times 0,200 R_{24} - 4 \times 0,232 R_{24} = 0,072 R_{24}
 \end{aligned}$$

C. Perhitungan Curah Hujan Efektif

Perhitungan hujan efektif menggunakan rumus :

$$R_{\text{eff}} = C \times R_t \dots\dots\dots(4.5)$$

Dimana :

R_{eff} = Curah hujan efektif (mm) (lihat tabel 4.18)

C = Koefisien pengaliran

R_t = Curah hujan rencana (mm)

Hasil perhitungan curah hujan efektif dapat dilihat pada tabel di bawah.

Tabel 4.21 Curah Hujan Efektif

periode ulang	R	C	Reff
2	102,66	0,7	71,86485
5	119,90	0,7	83,92682
10	131,05	0,7	91,73182
25	144,17	0,7	100,919
50	153,54	0,7	107,478
100	162,62	0,7	113,834
1000	191,67	0,7	134,169

Sumber : Hasil Perhitungan

Sedangkan hasil perhitungan curah hujan efektif jam – jaman dapat dilihat pada tabel 4.21.

Tabel 4.21. Curah Hujan Efektif Jam – jaman

Waktu	Rasio	Hujan jam-jaman (mm)						
(Jam)	(%)	2 th	5 th	10 th	25 th	50 th	100 th	1000th
1	58,5	42,041	49,097	53,663	59,038	62,875	66,593	78,489
2	15,1	10,852	12,673	13,852	15,239	16,229	17,189	20,260
3	10,7	7,690	8,980	9,815	10,798	11,500	12,180	14,356
4	8,5	6,109	7,134	7,797	8,578	9,136	9,676	11,404
5	7,2	5,174	6,043	6,605	7,266	7,738	8,196	9,660
Hujan Efektif (mm)		71,86	83,93	91,73	100,92	107,48	113,83	134,17
Koefisien (C)		0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
Hujan Harian (mm)		102,66	119,90	131,05	144,17	153,54	162,62	191,67

Sumber : Hasil Perhitungan

Selanjutnya disusun hidrograf banjir HSS Gama I akibat curah hujan 2 tahun, 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun dan 1000 tahun dapat dilihat pada tabel 4.21 – tabel 4.27.

Tabel 4.22 HSS Gama I akibat curah hujan 2 tahun (102,66 mm)

t	Q	Q akibat hujan netto (m3/dtk)					Q banjir
		jam-1	jam-2	jam-3	jam-4	jam-5	
jam	m3/dtk	42,041	10,852	7,690	6,109	5,174	
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	0					0
1	0,382	16,081	0,000				16,081
2	0,765	32,161	8,301	0,000			40,463
3	1,147	48,242	12,452	8,824	0,000		69,518
3,063	1,171	49,248	12,712	9,008	7,156	0,000	78,123
4	0,955	40,170	10,369	7,347	5,837	4,944	68,667
5	0,769	32,323	8,343	5,912	4,697	3,978	55,254
6	0,619	26,010	6,714	4,757	3,779	3,201	44,461
7	0,498	20,929	5,402	3,828	3,041	2,576	35,776
8	0,401	16,841	4,347	3,080	2,447	2,073	28,788
9	0,322	13,551	3,498	2,479	1,969	1,668	23,164
10	0,259	10,904	2,815	1,994	1,584	1,342	18,640
11	0,209	8,774	2,265	1,605	1,275	1,080	14,999
12	0,168	7,060	1,822	1,291	1,026	0,869	12,069
13	0,135	5,681	1,466	1,039	0,825	0,699	9,711
14	0,109	4,571	1,180	0,836	0,664	0,563	7,814
15	0,087	3,678	0,949	0,673	0,534	0,453	6,288
16	0,070	2,960	0,764	0,541	0,430	0,364	5,060
17	0,057	2,382	0,615	0,436	0,346	0,293	4,071
18	0,046	1,917	0,495	0,351	0,278	0,236	3,276
19	0,037	1,542	0,398	0,282	0,224	0,190	2,636
20	0,030	1,241	0,320	0,227	0,180	0,153	2,121
21	0,024	0,999	0,258	0,183	0,145	0,123	1,707
22	0,019	0,803	0,207	0,147	0,117	0,099	1,373
23	0,015	0,647	0,167	0,118	0,094	0,080	1,105
24	0,012	0,520	0,134	0,095	0,076	0,064	0,889

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.23 HSS Gama I akibat curah hujan 5 tahun (119,90 mm)

t	Q	Q akibat hujan netto (m3/dtk)					Q banjir
		jam-1	jam-2	jam-3	jam-4	jam-5	
jam	m3/dtk	49,097	12,673	8,980	7,134	6,043	
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0,000	0					0
1	0,382	18,780	0,000				18,780
2	0,765	37,559	9,695	0,000			47,254
3	1,147	56,339	14,542	10,305	0,000		81,186
3,063	1,171	57,513	14,845	10,520	8,357	0,000	91,235
4	0,955	46,912	12,109	8,581	6,816	5,774	80,192
5	0,769	37,749	9,744	6,904	5,485	4,646	64,528
6	0,619	30,375	7,840	5,556	4,413	3,738	51,923
7	0,498	24,442	6,309	4,471	3,551	3,008	41,781
8	0,401	19,667	5,077	3,597	2,858	2,421	33,619
9	0,322	15,826	4,085	2,895	2,299	1,948	27,052
10	0,259	12,734	3,287	2,329	1,850	1,567	21,768
11	0,209	10,247	2,645	1,874	1,489	1,261	17,516
12	0,168	8,245	2,128	1,508	1,198	1,015	14,094
13	0,135	6,635	1,713	1,214	0,964	0,817	11,341
14	0,109	5,339	1,378	0,976	0,776	0,657	9,126
15	0,087	4,296	1,109	0,786	0,624	0,529	7,343
16	0,070	3,457	0,892	0,632	0,502	0,425	5,909
17	0,057	2,782	0,718	0,509	0,404	0,342	4,755
18	0,046	2,238	0,578	0,409	0,325	0,275	3,826
19	0,037	1,801	0,465	0,329	0,262	0,222	3,079
20	0,030	1,449	0,374	0,265	0,211	0,178	2,477
21	0,024	1,166	0,301	0,213	0,169	0,144	1,993
22	0,019	0,938	0,242	0,172	0,136	0,115	1,604
23	0,015	0,755	0,195	0,138	0,110	0,093	1,291
24	0,012	0,608	0,157	0,111	0,088	0,075	1,039

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.24 HSS Gama I akibat curah hujan 10 tahun (131,05 mm)

t	Q	Q akibat hujan netto (m ³ /dtk)					Q banjir
		jam-1	jam-2	jam-3	jam-4	jam-5	
jam	m ³ /dtk	53,663	13,852	9,815	7,797	6,605	
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0,000	0					0
1	0,382	20,526	0,000				20,526
2	0,765	41,052	10,596	0,000			51,649
3	1,147	61,578	15,895	11,263	0,000		88,736
3,063	1,171	62,862	16,226	11,498	9,134	0,000	99,720
4	0,955	51,275	13,235	9,379	7,450	6,311	87,650
5	0,769	41,259	10,650	7,547	5,995	5,078	70,529
6	0,619	33,200	8,570	6,072	4,824	4,086	56,752
7	0,498	26,715	6,896	4,886	3,882	3,288	45,666
8	0,401	21,496	5,549	3,932	3,123	2,646	36,746
9	0,322	17,297	4,465	3,164	2,513	2,129	29,568
10	0,259	13,919	3,593	2,546	2,022	1,713	23,792
11	0,209	11,200	2,891	2,049	1,627	1,378	19,145
12	0,168	9,012	2,326	1,648	1,309	1,109	15,405
13	0,135	7,252	1,872	1,326	1,054	0,893	12,396
14	0,109	5,835	1,506	1,067	0,848	0,718	9,975
15	0,087	4,695	1,212	0,859	0,682	0,578	8,026
16	0,070	3,778	0,975	0,691	0,549	0,465	6,458
17	0,057	3,040	0,785	0,556	0,442	0,374	5,197
18	0,046	2,446	0,631	0,447	0,355	0,301	4,182
19	0,037	1,968	0,508	0,360	0,286	0,242	3,365
20	0,030	1,584	0,409	0,290	0,230	0,195	2,708
21	0,024	1,275	0,329	0,233	0,185	0,157	2,179
22	0,019	1,026	0,265	0,188	0,149	0,126	1,753
23	0,015	0,825	0,213	0,151	0,120	0,102	1,411
24	0,012	0,664	0,171	0,121	0,096	0,082	1,135

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.25 HSS Gama I akibat curah hujan 25 tahun (144,17 mm)

t	Q	Q akibat hujan netto (m ³ /dtk)					Q banjir
		jam-1	jam-2	jam-3	jam-4	jam-5	
jam	m ³ /dtk	59,038	15,239	10,798	8,578	7,266	
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0,000	0					0
1	0,382	22,582	0,000				22,582
2	0,765	45,164	11,658	0,000			56,821
3	1,147	67,745	17,486	12,391	0,000		97,623
3,063	1,171	69,158	17,851	12,649	10,049	0,000	109,707
4	0,955	56,410	14,561	10,318	8,196	6,943	96,428
5	0,769	45,391	11,716	8,302	6,595	5,587	77,592
6	0,619	36,525	9,428	6,681	5,307	4,495	62,436
7	0,498	29,390	7,586	5,376	4,270	3,617	50,240
8	0,401	23,649	6,104	4,326	3,436	2,911	40,426
9	0,322	19,030	4,912	3,481	2,765	2,342	32,529
10	0,259	15,313	3,952	2,801	2,225	1,885	26,175
11	0,209	12,321	3,180	2,254	1,790	1,516	21,062
12	0,168	9,915	2,559	1,813	1,441	1,220	16,948
13	0,135	7,978	2,059	1,459	1,159	0,982	13,638
14	0,109	6,420	1,657	1,174	0,933	0,790	10,974
15	0,087	5,166	1,333	0,945	0,751	0,636	8,830
16	0,070	4,157	1,073	0,760	0,604	0,512	7,105
17	0,057	3,345	0,863	0,612	0,486	0,412	5,717
18	0,046	2,691	0,695	0,492	0,391	0,331	4,601
19	0,037	2,166	0,559	0,396	0,315	0,267	3,702
20	0,030	1,743	0,450	0,319	0,253	0,214	2,979
21	0,024	1,402	0,362	0,256	0,204	0,173	2,397
22	0,019	1,128	0,291	0,206	0,164	0,139	1,929
23	0,015	0,908	0,234	0,166	0,132	0,112	1,552
24	0,012	0,731	0,189	0,134	0,106	0,090	1,249

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.26 HSS Gama I akibat curah hujan 50 tahun (153,54 mm)

t	Q	Q akibat hujan netto (m ³ /dtk)					Q banjir
		jam-1	jam-2	jam-3	jam-4	jam-5	
jam	m ³ /dtk	62,875	16,229	11,500	9,136	7,738	
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0,000	0					0
1	0,382	24,049	0,000				24,049
2	0,765	48,099	12,415	0,000			60,514
3	1,147	72,148	18,623	13,196	0,000		103,968
3,063	1,171	73,653	19,011	13,471	10,702	0,000	116,837
4	0,955	60,077	15,507	10,988	8,729	7,394	102,695
5	0,769	48,342	12,478	8,842	7,024	5,950	82,635
6	0,619	38,899	10,041	7,115	5,652	4,788	66,494
7	0,498	31,300	8,079	5,725	4,548	3,852	53,505
8	0,401	25,186	6,501	4,607	3,660	3,100	43,054
9	0,322	20,267	5,231	3,707	2,945	2,494	34,644
10	0,259	16,308	4,209	2,983	2,370	2,007	27,877
11	0,209	13,122	3,387	2,400	1,907	1,615	22,431
12	0,168	10,559	2,725	1,931	1,534	1,300	18,050
13	0,135	8,496	2,193	1,554	1,235	1,046	14,524
14	0,109	6,837	1,765	1,250	0,993	0,841	11,687
15	0,087	5,501	1,420	1,006	0,799	0,677	9,404
16	0,070	4,427	1,143	0,810	0,643	0,545	7,567
17	0,057	3,562	0,919	0,652	0,518	0,438	6,089
18	0,046	2,866	0,740	0,524	0,416	0,353	4,900
19	0,037	2,306	0,595	0,422	0,335	0,284	3,943
20	0,030	1,856	0,479	0,339	0,270	0,228	3,172
21	0,024	1,493	0,385	0,273	0,217	0,184	2,553
22	0,019	1,202	0,310	0,220	0,175	0,148	2,054
23	0,015	0,967	0,250	0,177	0,140	0,119	1,653
24	0,012	0,778	0,201	0,142	0,113	0,096	1,330

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.27 HSS Gama I akibat curah hujan 100 tahun (162,62 mm)

t	Q	Q akibat hujan netto (m ³ /dtk)					Q banjir
		jam-1	jam-2	jam-3	jam-4	jam-5	
jam	m ³ /dtk	66,593	17,189	12,180	9,676	8,196	
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0,000	0					0
1	0,382	25,472	0,000				25,472
2	0,765	50,943	13,149	0,000			64,093
3	1,147	76,415	19,724	13,977	0,000		110,116
3,063	1,171	78,008	20,135	14,268	11,335	0,000	123,746
4	0,955	63,629	16,424	11,638	9,245	7,831	108,768
5	0,769	51,200	13,216	9,365	7,439	6,302	87,522
6	0,619	41,199	10,634	7,536	5,986	5,071	70,426
7	0,498	33,151	8,557	6,064	4,817	4,080	56,669
8	0,401	26,676	6,886	4,879	3,876	3,283	45,600
9	0,322	21,465	5,541	3,926	3,119	2,642	36,692
10	0,259	17,272	4,458	3,159	2,510	2,126	29,525
11	0,209	13,898	3,587	2,542	2,019	1,711	23,758
12	0,168	11,183	2,887	2,046	1,625	1,376	19,117
13	0,135	8,999	2,323	1,646	1,308	1,108	15,383
14	0,109	7,241	1,869	1,324	1,052	0,891	12,378
15	0,087	5,827	1,504	1,066	0,847	0,717	9,960
16	0,070	4,689	1,210	0,858	0,681	0,577	8,015
17	0,057	3,773	0,974	0,690	0,548	0,464	6,449
18	0,046	3,036	0,784	0,555	0,441	0,374	5,189
19	0,037	2,443	0,631	0,447	0,355	0,301	4,176
20	0,030	1,966	0,507	0,360	0,286	0,242	3,360
21	0,024	1,582	0,408	0,289	0,230	0,195	2,704
22	0,019	1,273	0,329	0,233	0,185	0,157	2,176
23	0,015	1,024	0,264	0,187	0,149	0,126	1,751
24	0,012	0,824	0,213	0,151	0,120	0,101	1,409

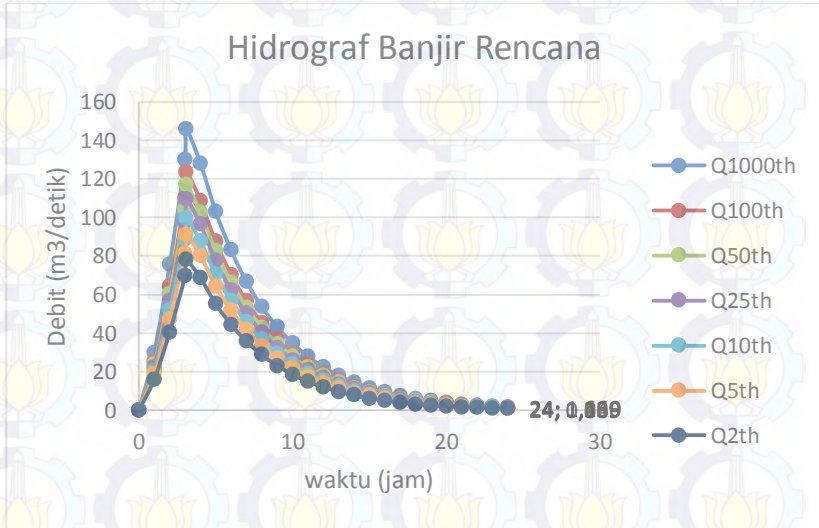
Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.28 HSS Gama I akibat curah hujan 1000 tahun (191,67 mm)

t	Q	Q akibat hujan netto (m ³ /dtk)					Q banjir
		jam-1	jam-2	jam-3	jam-4	jam-5	
jam	m ³ /dtk	78,489	20,260	14,356	11,404	9,660	
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0,000	0					0
1	0,382	30,022	0,000				30,022
2	0,765	60,044	15,498	0,000			75,542
3	1,147	90,066	23,248	16,474	0,000		129,787
3,063	1,171	91,943	23,732	16,817	13,359	0,000	145,852
4	0,955	74,996	19,358	13,717	10,897	9,230	128,198
5	0,769	60,347	15,577	11,038	8,768	7,427	103,157
6	0,619	48,559	12,534	8,882	7,056	5,976	83,007
7	0,498	39,074	10,086	7,147	5,677	4,809	66,792
8	0,401	31,441	8,116	5,751	4,568	3,870	53,745
9	0,322	25,300	6,530	4,627	3,676	3,114	43,247
10	0,259	20,358	5,255	3,724	2,958	2,506	34,799
11	0,209	16,381	4,228	2,996	2,380	2,016	28,002
12	0,168	13,181	3,402	2,411	1,915	1,622	22,532
13	0,135	10,606	2,738	1,940	1,541	1,305	18,131
14	0,109	8,535	2,203	1,561	1,240	1,050	14,589
15	0,087	6,868	1,773	1,256	0,998	0,845	11,739
16	0,070	5,526	1,426	1,011	0,803	0,680	9,446
17	0,057	4,447	1,148	0,813	0,646	0,547	7,601
18	0,046	3,578	0,924	0,654	0,520	0,440	6,116
19	0,037	2,879	0,743	0,527	0,418	0,354	4,922
20	0,030	2,317	0,598	0,424	0,337	0,285	3,960
21	0,024	1,864	0,481	0,341	0,271	0,229	3,187
22	0,019	1,500	0,387	0,274	0,218	0,185	2,564
23	0,015	1,207	0,312	0,221	0,175	0,149	2,063
24	0,012	0,971	0,251	0,178	0,141	0,120	1,660

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari tabel 4.22 – 4.28 unit hidrograf, selanjutnya dibuat grafik perbandingan unit hidrograf (Gambar 4.5). Debit banjir maksimum yang terjadi pada periode ulang 1000 tahun adalah $145,852 \text{ m}^3/\text{detik}$



Gambar 4.5. Grafik Hidrograf Banjir Rencana

BAB V

PERENCANAAN DIMENSI *SPILLWAY*

5.1 Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk

Dalam merencanakan spillway perlu adanya beberapa pertimbangan sebelum merencanakan ke tahap selanjutnya. Adapun bahan-bahan pertimbangan yang telah diamati adalah sebagai berikut;

Kondisi bendung dan waduk di lokasi proyek:

- Data-data bendung:
 - Elevasi puncak = +132,00 m
 - Elevasi dasar = +92,00 m
- Data-data waduk:
 - Luas genangan = 531800 m²
 - Sedimen = 1,299 Juta m³
 - Efektif = 3,547 Juta m³
 - Total = 4,847 Juta m³

Lengkung tampungan waduk adalah kurva untuk mengetahui perbandingan antara elevasi, luas area genangan, dan volume tampungan waduk. Kurva tampungan waduk didapat melalui penggabungan antara grafik elevasi dan luas area dengan elevasi dan volume tampungan. Luas area dan volume tampungan dapat dihitung dari peta topografi yang telah didapat.

Rumus yang digunakan dalam perhitungan lengkung kapasitas waduk adalah sebagai berikut :

$$I = \sum [(F_i + F_{i+1})^{1/2} (h_{i+1} - h_i)]$$

Dimana :

F_i = luas daerah yang dikelilingi oleh garis tinggi h_i

F_{hi+1} = luas daerah yang dikelilingi oleh garis tinggi h_{i+1}

Penentuan volume total waduk didasarkan pada data topografi. Perhitungan volume tampungan dilakukan dengan menggunakan data dari luas area dan program bantu *Microsoft Excel*. Tiap-tiap elevasi dihitung volumenya, kemudian dikumulatikan sesuai dengan tingkat elevasi. Maka semakin besar elevasinya, semakin besar pula volume tampungannya.

Perhitungan luas dilakukan pada masing-masing kontur dan dicari volume yang dibatasi oleh 2 kontur yang berurutan.

Gambar tampungan Bendungan Semantok terlihat pada gambar 5.1



Gambar 5.1 Tampungan Bendungan Semantok

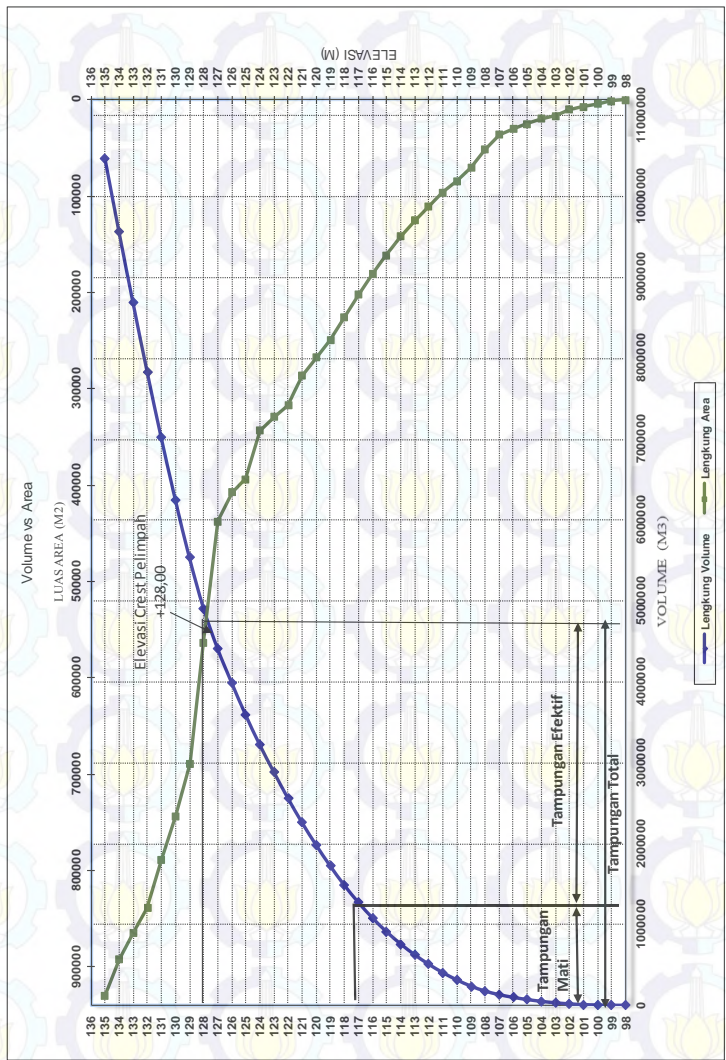
Hasil perhitungan lengkung kapasitas dapat dilihat pada tabel

Tabel 5.1 Perhitungan Lengkung Kapasitas

Elevasi (m)	Luas Area (m ²)	Volume (m ³)	Vol. Kumulatif (m ³)
98	0,00	0,00	0,00
99	1229,10	614,55	614,55
100	4227,81	2728,46	3343,01
101	7282,76	5755,29	9098,29
102	10262,82	8772,79	17871,08
103	16722,28	13492,55	31363,63
104	19282,98	18002,63	49366,26
105	24892,34	22087,66	71453,92
106	30266,45	27579,40	99033,32
107	36441,03	33353,74	132387,06
108	52046,40	44243,72	176630,77
109	70348,71	61197,56	237828,33
110	84210,42	77279,57	315107,89
111	96133,97	90172,20	405280,09
112	110743,60	103438,79	508718,87
113	124987,98	117865,79	626584,66
114	142182,30	133585,14	760169,80
115	161446,27	151814,29	911984,09
116	180199,31	170822,79	1082806,88
117	201844,39	191021,85	1273828,73
118	225612,64	213728,52	1487557,24
119	249559,99	237586,32	1725143,56
120	267358,29	258459,14	1983602,70
121	286384,69	276871,49	2260474,19
122	317251,38	301818,04	2562292,22
123	328971,58	323111,48	2885403,70
124	343712,34	336341,96	3221745,66
125	393738,43	368725,39	3590471,05

126	407262,12	400500,28	3990971,32
127	437591,00	422426,56	4413397,88
128	563203,00	500397,00	4913794,88
129	688922,09	626062,55	5539857,43
130	743672,23	716297,16	6256154,59
131	788987,20	766329,72	7022484,30
132	838763,98	813875,59	7836359,89
133	864483,34	851623,66	8687983,55
134	892542,32	878512,83	9566496,38
135	930313,66	911427,99	10477924,37

Sehingga data yang diperoleh adalah luas area ditiap-tiap elevasi, dan volume tampungan ditiap-tiap elevasi. Dan data-data tersebut diolah menjadi kurva tampungan waduk yang terlihat pada gambar 5.2:



Gambar 5.2 Kurva Tampungan

Dari grafik tersebut dengan mudah dapat dicari luas dan volume setiap elevasi tertentu dari waduk. Dengan demikian luas dan volume total waduk dapat ditentukan.

Berdasarkan topografi diketahui bahwa elevasi maksimum untuk pembangunan mercu pelimpah Bendungan Semantok pada elevasi + 128,00.

5.2. Perencanaan Spillway

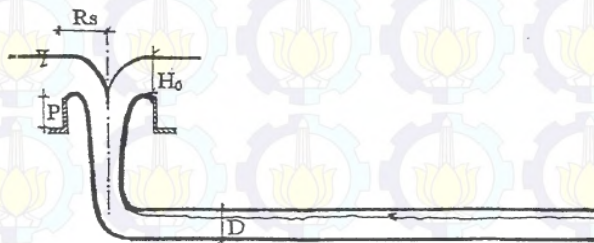
Dalam merencanakan spillway dasar hidrograf banjir yang digunakan adalah hidrograf banjir 1000 tahun. Hal ini dilakukan untuk alasan keamanan bendungan itu sendiri.

Dalam perencanaan *spillway* bendungan semantok, sebagai alternatif lain diusulkan menggunakan *spillway* tipe *morning glory*.

Adapun ketentuan-ketentuan dan ukuran-ukuran dari spillway direncanakan sebagai berikut:

$$R_s = 3,0 \text{ m}$$

$P = 6,0 \text{ m}$ (*approach depth to sharp crest* atau jarak terdekat kerongkongan sampai puncak)
 $D = 3,0 \text{ m}$



Gambar 5.3. Perencanaan *spillway* tipe *morning glory*
 (Sumber: Bradly, 1956)

5.2.1. Perencanaan Puncak Pelimpah (*Crest Discharge*)

- Hubungan elevasi air pada waduk dengan debit air yang dilimpahkan (dibuang).

Elevasi air pada *reservoir* dan volume air yang dilimpahkan melalui spillway dapat dicari hubungannya dengan perumusan sebagai berikut:

$$Q = C_o (2\pi R_s) \cdot H_o^{3/2} \quad \text{untuk } H_o/R_s < 0,45$$

$$Q = \left(\frac{R_s}{0,204} \right)^2 \cdot H_o^{1/2} \quad \text{untuk } H_o/R_s \geq 0,45$$

dimana:

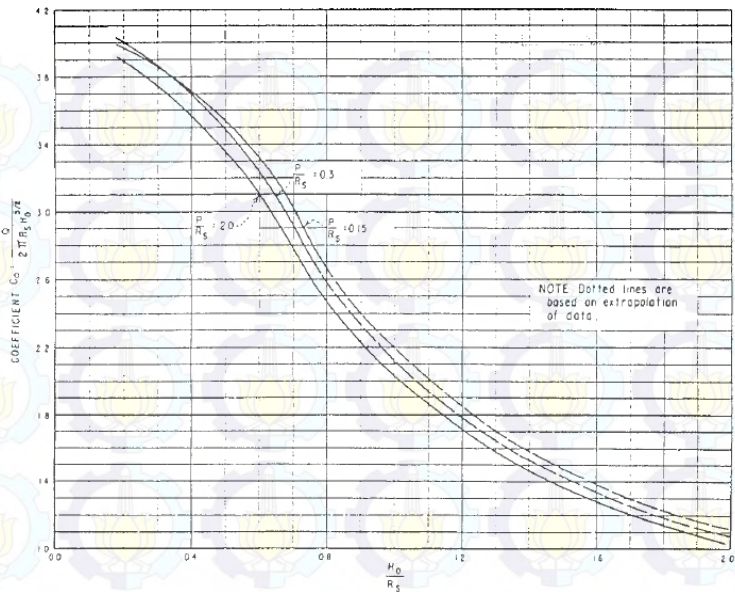
Q = Debit air yang melimpah

C_o = Suatu kofisien yang tergantung pada H_o dan

R_s Gambar 5.4. dengan P/R_s = 2,0

R_s = Jari-jari puncak pelimpah

H_o = Tinggi air di atas puncak pelimpah



Gambar 5.4 Hubungan koefisien C_o & H_o/R_s
(Sumber: Bradly, 1956)

Dari perumusan di atas diperoleh tabel sebagai berikut:

Tabel 5.2 Hubungan elevasi air waduk dan debit limpasan

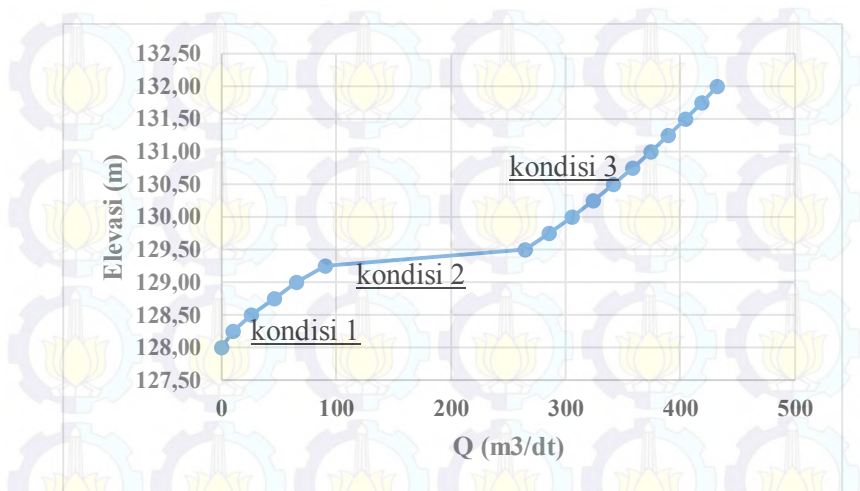
Elevasi (m)	H_o (m)	H_o/R_s	C_o	Q (m ³ /dt)
128,00	0,00	0,00	-	0
128,25	0,25	0,08	4,15	9,78
128,50	0,50	0,17	3,85	25,67
128,75	0,75	0,25	3,80	46,54
129,00	1,00	0,33	3,48	65,62
129,25	1,25	0,42	3,43	90,39
129,50	1,50	0,50		264,87

129,75	1,75	0,58		286,09
130,00	2,00	0,67		305,84
130,25	2,25	0,75		324,39
130,50	2,50	0,83		341,94
130,75	2,75	0,92		358,63
131,00	3,00	1,00		374,58
131,25	3,25	1,08		389,87
131,50	3,50	1,17		404,59
131,75	3,75	1,25		418,79
132,00	4,00	1,33		432,53

Untuk mengetahui 3 kondisi aliran air yang akan terjadi pada saluran yaitu:

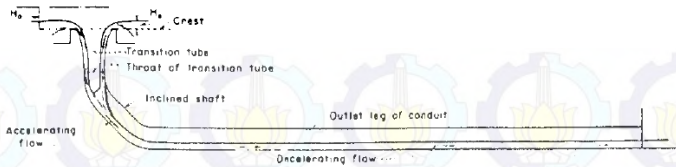
- Kondisi 1. *Crest Control*, pipa pelepasan terisi sebagian.
- Kondisi 2. *Tube or Orifice Control*, kondisi peralihan.
- Kondisi 3. *Full Pipe Flow*, kondisi terendam.

Dari tabel di atas dapat dibuat grafiknya



Gambar 5.5 Grafik elevasi muka air waduk vs debit limpahan

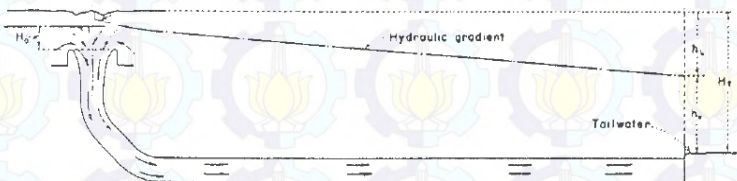
Kondisi-kondisi pada Gambar 5.5 dapat dilihat lebih jelas pada Gambar 5.6, Gambar 5.7, dan Gambar, 5.8.



Gambar 5.6 Kondisi 1. *Crest Control*, pipa pelepasan terisi sebagian.



Gambar 5.7 Kondisi 2. *Tube or Orifice Control*, kondisi peralihan.



Gambar 5.8 Kondisi 3. *Full Pipe Flow*, kondisi terendam.

Dari hasil perhitungan debit limpasan pada tabel 5.2 dan gambar 5.5, kondisi terendam (*Full Pipe Flow*) terjadi pada saat di elevasi +129,50 dengan debit sebesar 264,87 m³/dt. Pada elevasi tersebut juga bisa diketahui dari grafik kurva tampungan bahwa volume tampungan sebesar 5.898.006,00 m³ dan luas genangan sebesar 716.297,16 m².

5.2.2 Penelusuran Banjir dengan *Flood Routing*

Tujuan Penelusuran Banjir adalah untuk mengetahui daya tampung waduk terhadap banjir rencana yang terjadi, maka dicari besarnya tampungan awal dan tampungan kedua untuk perhitungan *outflow (storage function)*,

$$\begin{aligned}\Psi &= S/t - Q^o/2 \\ \phi &= S/t + Q^o/2\end{aligned}$$

Keterangan :

Ψ : tampungan pertama (m^3/detik)

ϕ : tampungan kedua, yang selanjutnya digunakan sebagai dasar perhitungan besarnya debit *outflow* (m^3/detik)

S : nilai *storage*

t : waktu aliran (3600 detik)

Tabel 5.3 Perhitungan Fungsi Simpanan Outflow

Elevasi (m)	H (m)	Co	Qo (m ³ /dtk)	Qo/2 (m ³ /dtk)	Volume (m ³)	Storage (m ³)	S-Δt.Q/2 (m ³)	S+Δt.Q/2 (m ³)
+ 128,00	0,00	-	0,00	0,00	4913794,88	0,00	0,00	0,00
+ 128,25	0,25	4,15	9,78	4,89	5070310,52	156515,64	138907,78	174123,50
+ 128,50	0,50	3,85	25,67	12,83	5226826,15	313031,27	266828,91	359233,63
+ 128,75	0,75	3,80	46,54	23,27	5383341,79	469546,91	385770,09	553323,73
+ 129,00	1,00	3,48	65,62	32,81	5539857,43	626062,55	507941,40	744183,69
+ 129,25	1,25	3,43	90,39	45,20	5718931,72	805136,84	642429,35	967844,33
+ 129,50	1,50		264,87	132,43	5898006,01	984211,13	507450,58	1460971,68
+ 129,75	1,75		286,09	143,04	6077080,30	1163285,42	648325,17	1678245,67
+ 130,00	2,00		305,84	152,92	6256154,59	1342359,71	791844,04	1892875,37
+ 130,25	2,25		324,39	162,20	6447737,01	1533942,13	950032,10	2117852,16
+ 130,50	2,50		341,94	170,97	6639319,44	1725524,56	1110029,34	2341019,78
+ 130,75	2,75		358,63	179,32	6830901,87	1917106,99	1271570,16	2562643,82
+ 131,00	3,00		374,58	187,29	7022484,30	2108689,42	1434448,19	2782930,65
+ 131,25	3,25		389,87	194,94	7225953,00	2312158,12	1610385,60	3013930,64
+ 131,50	3,50		404,59	202,30	7429422,10	2515627,22	1787363,46	3243890,98
+ 131,75	3,75		418,79	209,40	7632890,99	2719096,11	1965271,50	3472920,72
+ 132,00	4,00		432,53	216,26	7836359,89	2922565,01	2144018,30	3701111,72
+ 132,25	4,25		445,84	222,92	8049265,81	3135470,93	2332963,35	3937978,51
+ 132,50	4,50		458,76	229,38	8262171,72	3348376,84	2522603,35	4174150,33
+ 132,75	4,75		471,33	235,67	8475077,64	3561282,76	2712881,15	4409684,37
+ 133,00	5,00		483,58	241,79	8687983,55	3774188,67	2903746,98	4644630,36

Tabel 5.4 Hubungan elevasi, tampungan, dan debit

Elevasi (m)	H (m)	S (m ³)	S/Δt (m ³ /dt)	Qspillway (m ³ /dt)	Ψ (m ³ /dt)	μ (m ³ /dt)
128,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
128,25	0,25	156515,64	43,48	9,78	38,59	48,37
128,50	0,50	313031,27	86,95	25,67	74,12	99,79
128,75	0,75	469546,91	130,43	46,54	107,16	153,70
129,00	1,00	626062,55	173,91	65,62	141,09	206,72
129,25	1,25	805136,84	223,65	90,39	178,45	268,85
129,50	1,50	984211,13	273,39	264,87	140,96	405,83
129,75	1,75	1163285,42	323,13	286,09	180,09	466,18
130,00	2,00	1342359,71	372,88	305,84	219,96	525,80
130,25	2,25	1533942,13	426,10	324,39	263,90	588,29

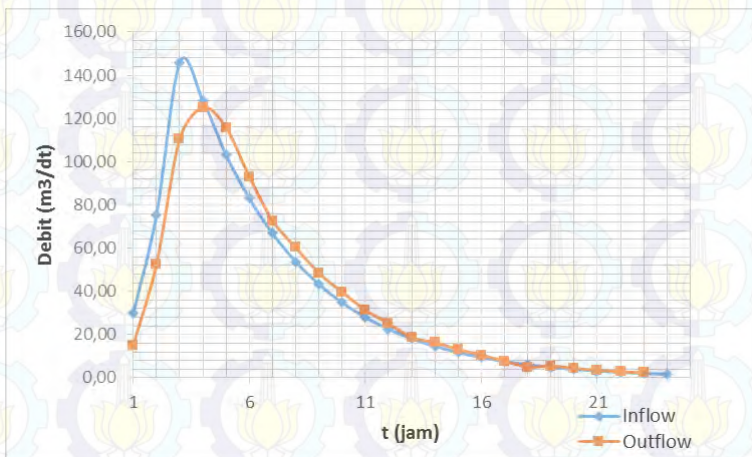
130,50	2,50	1725524,56	479,31	341,94	308,34	650,28
130,75	2,75	1917106,99	532,53	358,63	353,21	711,85
131,00	3,00	2108689,42	585,75	374,58	398,46	773,04
131,25	3,25	2312158,12	642,27	389,87	447,33	837,20
131,50	3,50	2515627,22	698,79	404,59	496,49	901,08
131,75	3,75	2719096,11	755,30	418,79	545,91	964,70
132,00	4,00	2922565,01	811,82	432,53	595,56	1028,09

Tabel 5.5 Perhitungan *Flood Routing*

t	I	I rata-rata	Ψ	μ	Elevasi	Q
(jam)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m)	(m ³ /dt)
0	0	0	0	0	128,00	0,00
1	30,02	15,01	50,28	65,29	128,33	15,01
2	75,54	52,78	118,26	171,04	128,83	52,78
3	145,85	110,70	174,09	284,79	129,28	110,70
4	128,20	137,03	168,43	305,46	129,30	125,16
5	103,16	115,68	173,019	288,70	129,29	115,68
6	83,01	93,08	177,8748	270,96	129,25	93,08
7	66,79	74,90	155,09	229,99	129,09	72,77
8	53,75	60,27	131,57	191,84	128,93	60,27
9	43,25	48,50	110,63	159,13	128,78	48,50
10	34,80	39,02	95,26	134,28	128,66	39,67
11	28,00	31,40	83,19	114,59	128,57	31,40
12	22,53	25,27	73,22	98,49	128,49	25,14
13	18,13	20,33	62,18	82,51	128,42	18,66
14	14,59	16,36	53,30	69,66	128,35	16,36
15	11,74	13,16	46,15	59,31	128,30	13,16

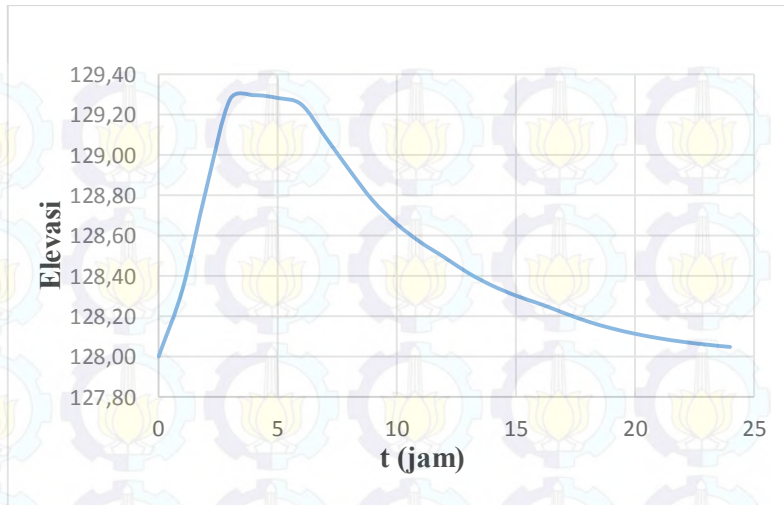
16	9,45	10,59	40,40	50,99	128,26	10,59
17	7,60	8,52	33,62	42,15	128,22	7,74
18	6,12	6,86	27,05	33,91	128,18	5,03
19	4,92	5,52	21,77	27,29	128,14	5,52
20	3,96	4,44	17,52	21,96	128,11	4,44
21	3,19	3,57	14,10	17,67	128,09	3,57
22	2,56	2,88	11,34	14,22	128,07	2,88
23	2,06	2,31	9,13	11,44	128,06	2,31
24	1,66	1,86	7,34	9,21	128,05	1,86

Grafik hasil perhitungan *flood routing* dapat dilihat pada Gambar 5.9.



Gambar 5.9 Grafik *flood routing*

Grafik hubungan antara elevasi terhadap waktu dapat dilihat pada Gambar 5.10.

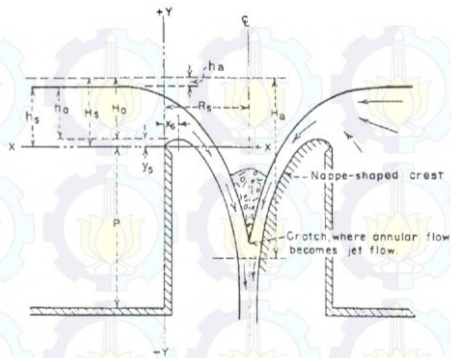


Gambar 5.10 Grafik hubungan elevasi terhadap waktu

Sehingga dapat diketahui pada Gambar 5.9 bahwa I maks 145,85 m^3/dt dan Q maks 125,16 m^3/dt . Sedangkan pada Gambar 5.10 dapat diketahui H maksimal pada elevasi +129,30 mdpl adalah 1,3 m berada di atas puncak *spillway*.

5.2.3 Profil Puncak (*Crest Profil*)

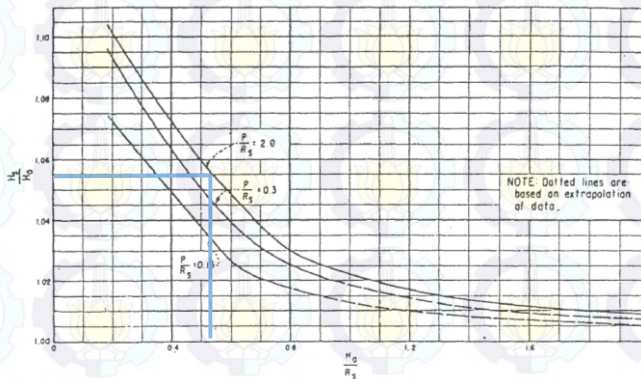
Angka koordinat untuk menentukan bentuk permukaan panggung pelimpah seperti pada gambar di bawah ini dipergunakan grafik-grafik sebagai berikut:



$R_s = 3,00 \text{ m}$
 $H_o = 1,3 \text{ m}$
 $P = 6,00 \text{ m}$
 $P/R_s = 2 \text{ m}$
 $H_o/R_s = 0,43 \text{ m}$

Gambar 5.11 Gambar perencanaan profil puncak
(Sumber: Coleman, 2004)

- Menentukan Y_s
 $Y_s = H_s - H_o$ di mana H_s diperoleh berdasarkan grafik di bawah ini



Gambar 5.12 Grafik hubungan H_o/R_s dan H_s/H_o
(Sumber: Coleman, 2004)

$$H_o/R_s = 0,43 \text{ m}$$

$$\text{Didapat } H_s/H_o = 1,055 \text{ m}$$

$$H_s = 1,055 H_o$$

$$H_s = 1,055 \times 1,3 = 1,371 \text{ m}$$

- Menentukan tipe punggung berdasarkan gambar berikut:

$$H_s/R_s = 1,947/2 = 0,46$$

Dari tabel 2.2 pada bab 2 dimana $P/R_s = 2,0$ maka didapatkan koordinat-koordinat dan elevasi sebagai berikut:

Tabel 5.6 Koordinat $P/R_s = 2,0$

Hs/Rs	0,40	0,46	0,50
X/Hs	Y/Hs		
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,0100	0,0122	0,0119	0,0116
0,0200	0,0225	0,0220	0,0213
0,0300	0,0308	0,0299	0,0289
0,0400	0,0377	0,0363	0,0351
0,0500	0,0436	0,0420	0,0402
0,0600	0,0480	0,0470	0,0448
0,0700	0,0537	0,0514	0,0487
0,0800	0,0578	0,0550	0,0521
0,0900	0,0613	0,0581	0,0549
0,1000	0,0642	0,0606	0,0570
0,1100	0,0663	0,0623	0,0580
0,1200	0,0683	0,0640	0,0590
0,1400	0,0705	0,0654	0,0699

0,1600	0,0710	0,0651	0,0585
0,1800	0,0705	0,0637	0,0559
0,2000	0,0688	0,0614	0,0321
0,2500	0,0596	0,0495	0,0380
0,3000	0,0446	0,0327	0,0174

Hs/Rs	0,40	0,46	0,50
Y/Hs	X/Hs		
0,0000	0,4120	0,3760	0,3340
-0,0200	0,4520	0,4140	0,3690
-0,0400	0,4870	0,4480	0,4000
-0,0600	0,5190	0,4780	0,4280
-0,0800	0,5490	0,5060	0,4540
-0,1000	0,5770	0,5320	0,4780
-0,1500	0,6410	0,5890	0,5310
-0,2000	0,6980	0,6400	0,5750
-0,2500	0,7500	0,6830	0,6130
-0,3000	0,7970	0,7220	0,6430
-0,4000	0,8800	0,7910	0,7060
-0,5000	0,9510	0,8490	0,7530
-0,6000	1,0120	0,8980	0,7930
-0,8000	1,1120	0,9740	0,8540
-1,0000	1,1890	1,0300	0,8900
-1,2000	1,2480	1,0740	0,9330
-1,4000	1,2930	1,1080	0,9630
-1,6000	1,3300	1,1320	0,9890
-1,8000	1,3580	1,1580	1,0080
-2,0000	1,3810	1,1800	1,0250

-2,5000	1,4300	1,2210	1,0590
-3,0000	1,4680	1,2520	1,0860
-3,5000	1,4890	1,2670	1,1020

(Sumber : USBR)

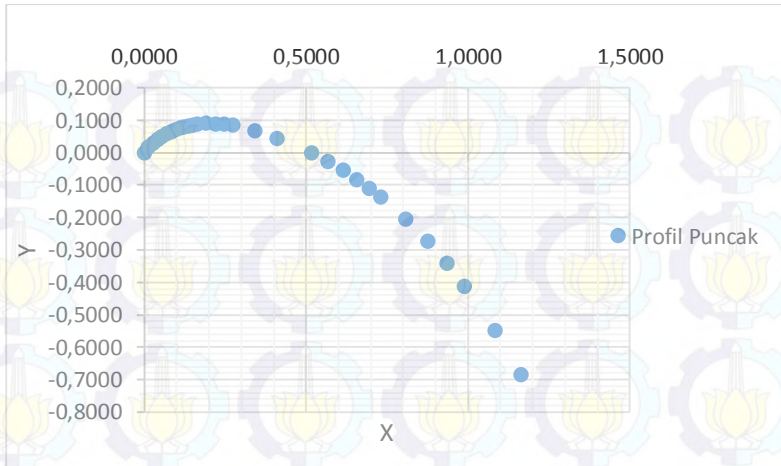
Tabel 5.7 Koordinat X dan Y pada Hs = 1,371 m

X/Hs	X	Y/Hs	Y	Elevasi
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	128,00
0,0100	0,0137	0,0119	0,0163	128,02
0,0200	0,0274	0,0220	0,0302	128,03
0,0300	0,0411	0,0299	0,0410	128,04
0,0400	0,0549	0,0363	0,0498	128,05
0,0500	0,0686	0,0420	0,0576	128,06
0,0600	0,0823	0,0470	0,0645	128,06
0,0700	0,0960	0,0514	0,0705	128,07
0,0800	0,1097	0,0550	0,0754	128,08
0,0900	0,1234	0,0581	0,0797	128,08
0,1000	0,1371	0,0606	0,0831	128,08
0,1100	0,1508	0,0623	0,0854	128,09
0,1200	0,1646	0,0640	0,0878	128,09
0,1400	0,1920	0,0654	0,0897	128,09
0,1600	0,2194	0,0651	0,0893	128,09
0,1800	0,2468	0,0637	0,0874	128,09
0,2000	0,2743	0,0614	0,0842	128,08
0,2500	0,3428	0,0495	0,0679	128,07
0,3000	0,4114	0,0327	0,0448	128,04
0,3760	0,5156	0,0000	0,0000	128,00
0,4140	0,5677	-0,0200	-0,0274	127,97
0,4480	0,6143	-0,0400	-0,0549	127,95

0,4780	0,6555	-0,0600	-0,0823	127,92
0,5060	0,6939	-0,0800	-0,1097	127,89
0,5320	0,7295	-0,1000	-0,1371	127,86
0,5890	0,8077	-0,1500	-0,2057	127,79
0,6400	0,8776	-0,2000	-0,2743	127,73
0,6830	0,9366	-0,2500	-0,3428	127,66
0,7220	0,9901	-0,3000	-0,4114	127,59
0,7910	1,0847	-0,4000	-0,5485	127,45
0,8490	1,1642	-0,5000	-0,6857	127,31
0,8980	1,2314	-0,6000	-0,8228	127,18
0,9740	1,3357	-0,8000	-1,0970	126,90
1,0300	1,4124	-1,0000	-1,3713	126,63
1,0740	1,4728	-1,2000	-1,6456	126,35
1,1080	1,5194	-1,4000	-1,9198	126,08
1,1320	1,5523	-1,6000	-2,1941	125,81
1,1580	1,5880	-1,8000	-2,4684	125,53
1,1800	1,6181	-2,0000	-2,7426	125,26
1,2210	1,6744	-2,5000	-3,4283	124,57
1,2520	1,7169	-3,0000	-4,1139	123,89
1,2670	1,7374	-3,5000	-4,7996	123,20

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Sehingga dari pasangan-pasangan koordinat X/Hs dan Y/Hs maka didapatkan profil puncak dengan koordinat X dan Y pada gambar 5.13:



Gambar 5.13 Gambar profil puncak

5.2.4 Desain Pada Bagian Transisi (*Transition Design*)

Langkah berikutnya adalah menentukan bentuk transisi dengan menggunakan debit Q_{\max} in *spillway* = 125,16 m³/dtk. Dengan elevasi muka air banjir + 129,30 (dari perhitungan sebelumnya).

Apabila perkiraan kehilangan total (untuk kehilangan kontraksi pancaran air, kehilangan akibat geseran, kehilangan akibat kecepatan karena perubahan arah,dst) diambil sebesar 0,1 Ha, maka persamaan untuk menentukan perkiraan radius corong yang diperlukan dapat ditulis :

$$R = 0,204 \frac{Q^{1/2}}{Ha^{1/4}} \rightarrow Q = 129,30 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Keterangan :

Ha = jarak antara permukaan air dengan ketinggian di bawah permukaan air yang dicari jari-jarinya.

Q = debit maksimum dari hasil *flood routing* pada hidrograf banjir 1000 tahun.

R = jari-jari

Persamaan ini untuk menentukan bentuk pancaran air, maka penggunaannya dalam menentukan bentuk dari corong akan menghasilkan ukuran minimum yang mengakomodasi aliran tanpa hambatan dan tanpa pengembangan tekanan sepanjang sisi corong.

Perhitungan jari-jari dari bagian transisi dilakukan dengan interval 0,5 m.

Contoh perhitungan dilakukan pada puncak ambang *morning glory* (elevasi MAN = +128,00).

- Data Perencanaan

Q in *spillway* = 125,16 m³/dtk.

Elevasi MAB = + 129,30 m

- Perhitungan

H_a = elevasi MAB – elevasi yang ditinjau

$$= 129,30 - 128,00$$

$$= 1,30 \text{ meter}$$

$$R = 0,204 \frac{Q^{1/2}}{H_a^{1/4}}$$

$$= 0,204 \frac{125,16^{1/2}}{1,30^{1/4}}$$

$$= 2,137 \text{ m}$$

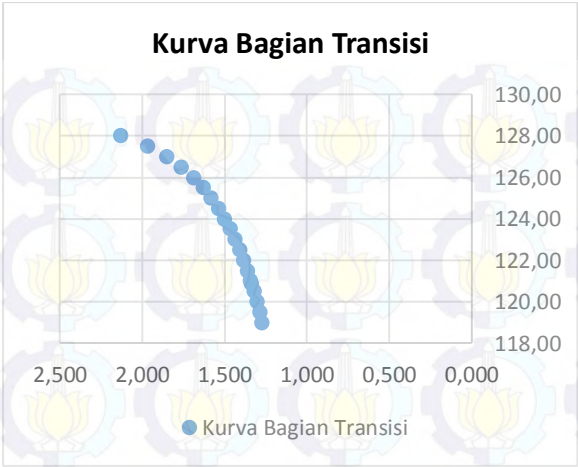
Perhitungan dilanjutkan pada titik-titik selanjutnya dengan interval 0,5 m. Perhitungan ditabelkan pada tabel 5.8.

Kemudian hasil dari perhitungan diplotkan seperti pada gambar 5.14. Dan gambar 5.15 merupakan penggabungan kurva dari ambang pelimpah dengan bagian transisi.

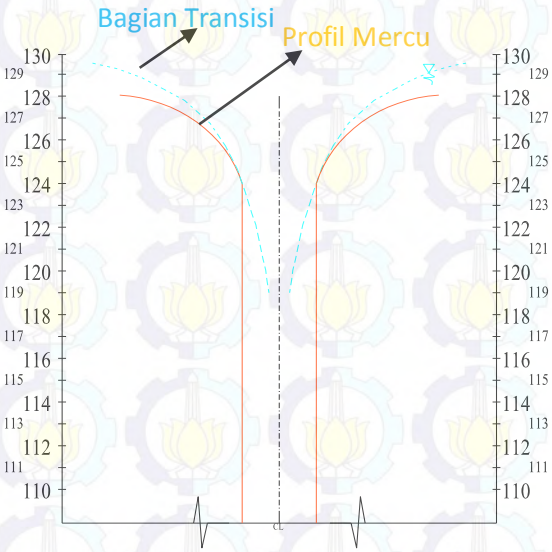
Tabel 5.8 Hasil Perhitungan Jari-jari Bagian Transisi

NO	Elevasi	Ha	$Ha^{1/4}$	R
	m	m	m	m
1	128,00	1,300	1,068	2,137
2	127,50	1,800	1,158	1,970
3	127,00	2,300	1,231	1,853
4	126,50	2,800	1,294	1,764
5	126,00	3,300	1,348	1,693
6	125,50	3,800	1,396	1,635
7	125,00	4,300	1,440	1,585
8	124,50	4,800	1,480	1,542
9	124,00	5,300	1,517	1,504
10	123,50	5,800	1,552	1,471
11	123,00	6,300	1,584	1,441
12	120,89	8,410	1,703	1,340
13	122,50	6,800	1,615	1,413
14	122,00	7,300	1,644	1,388
15	121,50	7,800	1,671	1,366
16	121,00	8,300	1,697	1,345
17	120,50	8,800	1,722	1,325
18	120,00	9,300	1,746	1,307
19	119,50	9,800	1,769	1,290
20	119,00	10,300	1,791	1,274

(sumber : Hasil Perhitungan)



Gambar 5.14 Bentuk Kurva Bagian Transisi



Gambar 5.15 Bentuk profil ambang dengan transisi pada *spillway morning glory*

5.2.5 Perencanaan Saluran Konduit (*Discharge Conduit*)

Setelah mendesain bentuk puncak dan transisi maka langkah berikutnya adalah dengan menentukan diameter minimum dari terowongan. Diameter minimum telah direncanakan pada bab sebelumnya yaitu $D = 3,00$ m, berarti $R = 1,50$ m. Pada Gambar 5.8 jari-jari transisi $1,50$ m terdapat pada jarak $4,00$ m di bawah puncak crest pelimpah. Jadi diameter 3 m terletak pada elevasi $+124,00$ m.

a. Panjang Konduit

Elevasi puncak spillway = $+128,00$ m. Berdasarkan topografi, elevasi inlet direncanakan berada di elevasi $+110,80$ m. Dasar konduit *Spillway* direncanakan berada di elevasi $+98,00$. Jari-jari konduit = $1,5$ m berdasarkan tabel 5.8 desain transisi terletak pada elevasi $+124,00$ m.

$$\text{Panjang } L_2 = \left(\frac{2\pi 2D}{4} \right) = \left(\frac{2\pi 3}{4} \right) = 9,42 \text{ m.}$$

Panjang L_1 = Elevasi konduit dengan jari-jari $1,5$ m = $124,00 - 20,00 = 104,00$. Jadi panjang $L_1 = 20,00$ m berada pada elevasi $+124,00$ m sampai $+104,00$ m.

b. Panjang terowongan $L_3 = 182,70$ m.

c. Jadi total panjang konduit = $20,00 + 9,42 + 182,70 = 212,12$ m.

Diagram illustrating the cross-section of a trapezoidal channel. The top width is 6 meters. The water surface elevation is MAB + 129.30. The channel bottom elevation is +98.00. The left bank has a vertical curve with elevations +124.00 and +128.00. The right bank is a straight slope.

Gambar 5.17 Sketsa elevasi spillway *morning glory*

5.2.6 Kontrol Diameter Konduit Pada Keadaan *Orifice Control*

Dalam merencanakan ukuran konduit harus dipilih sehingga tidak akan mengalirkan aliran lebih dari 75% aliran penuh (dalam luas) debit maksimum pada ujung hilir, hal ini untuk dapat mengijinkan masuknya udara, gelombang dan lainnya (Departemen PU, 1999:99).

Pada perencanaan konduit telah direncanakan dengan $D=3$ meter dengan debit maksimum 125,16 m³/dtk.

$$\frac{100\%}{75\%} \times 125,16 \text{ m}^3/\text{dtk} = 166,88 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{166,88}{\sqrt{9,81}} = 29,97$$

$$\frac{Z}{D_o^{2,5}} = \frac{29,97}{3^{2,5}} = 1,92$$

Dengan menggunakan tabel elemen geometri penampang lingkaran, untuk angka tersebut didapat :

$$\frac{h_c}{D_o} = 1$$

$$h_c = 1 \times 3 \text{ meter} = 3 \text{ meter}$$

Jadi pada perhitungan h_c di atas, diameter *tunnel* 3 meter adalah *tunnel* bertekanan (*full pipe*).

Agar *tunnel* tidak terjadi aliran penuh (*full pipe*), maka diameter *tunnel* direncanakan kembali. Hal ini untuk dapat mengijinkan masuknya udara, gelombang dan lainnnnya. Pada batasan tersebut, udara akan dapat masuk kedalam *tunnel* dari portal hilir sehingga dapat mencegah formasi dari tekanan subatmospher sepanjang *tunnel*.

Maka, diameter *tunnel* direncanakan kembali menjadi,

$$D = 4 \text{ meter}$$

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{166,88}{\sqrt{9,81}} = 29,97$$

$$\frac{Z}{D^{0,5}} = \frac{29,97}{4^{0,5}} = 0,9365$$

Dengan menggunakan tabel elemen geometri penampang lingkaran, untuk angka tersebut didapat :

$$\frac{hc}{D} = 0,93$$

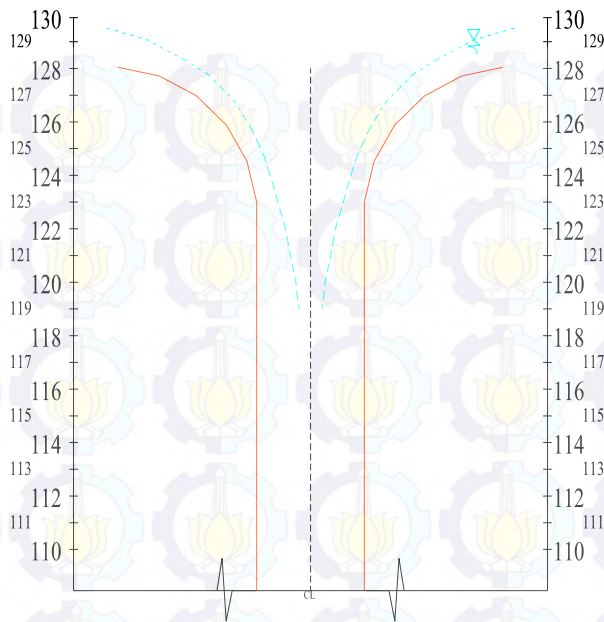
$$hc = 0,93 \times 4 \text{ meter} = 3,72 \text{ meter}$$



Gambar 5.18 Sketsa *tunnel*

Jadi *tunnel* dengan $D = 4$ meter dapat dipilih.

Gambar 5.19 adalah bentuk profil ambang dan transisi dengan diameter konduit 4 m.



Gambar 5.19 Bentuk profil ambang dengan transisi diameter
konduit $D = 4$ meter

Jadi total panjang konduit :

$$L1 = 20,00 \text{ m}$$

$$L2 = \left(\frac{2\pi D}{4} \right) = \left(\frac{2\pi^4}{4} \right) = 6,28 \text{ m.}$$

$$L3 = 182,70 \text{ m}$$

$$\text{Total} = L1 + L2 + L3 = 208,98 \text{ m.}$$

Tabel 5.9 Elemen – elemen Geometris Penampang Lingkaran

d_o = diameter
 h = kedalaman aliran
 A = areal air
 O = keliling basah

R = jari-jari hidrofilis
 T = lebar puncak
 D = kedalaman hidrofilis
 Z = faktor pemampasan untuk perhitungan aliran kritis

$$(Z = A \sqrt{D})$$

$\frac{h}{d_o}$	$\frac{A}{d_o^2}$	$\frac{O}{d_o}$	$\frac{R}{d_o}$	$\frac{T}{d_o}$	$\frac{D}{d_o}$	$\frac{Z}{d_o^{1/3}}$	$\frac{AR^{2/3}}{d_o^{2/3}}$
0.01	0.0013	0.2003	0.0066	0.1990	0.0066	0.0001	0.0000
0.02	0.0037	0.2838	0.0132	0.2800	0.0134	0.0004	0.0002
0.03	0.0069	0.3482	0.0197	0.3412	0.0202	0.0010	0.0005
0.04	0.0105	0.4027	0.0262	0.3919	0.0268	0.0017	0.0009
0.05	0.0147	0.4510	0.0326	0.4359	0.0336	0.0027	0.0015
0.06	0.0192	0.4949	0.0389	0.4750	0.0406	0.0039	0.0022
0.07	0.0242	0.5355	0.0451	0.5103	0.0474	0.0053	0.0031
0.08	0.0294	0.5735	0.0513	0.5426	0.0542	0.0069	0.0040
0.09	0.0350	0.6094	0.0574	0.5724	0.0612	0.0087	0.0052
0.10	0.0409	0.6435	0.0635	0.6000	0.0682	0.0107	0.0065
0.11	0.0470	0.6761	0.0695	0.6258	0.0752	0.0129	0.0079
0.12	0.0534	0.7075	0.0754	0.6499	0.0822	0.0153	0.0095
0.13	0.0600	0.7377	0.0813	0.6726	0.0892	0.0179	0.0113
0.14	0.0668	0.7670	0.0871	0.6940	0.0964	0.0217	0.0131
0.15	0.0739	0.7954	0.0929	0.7141	0.1034	0.0238	0.0152
0.16	0.0811	0.8230	0.0986	0.7332	0.1106	0.0270	0.0173
0.17	0.0885	0.8500	0.1042	0.7513	0.1178	0.0304	0.0196
0.18	0.0961	0.8763	0.1097	0.7684	0.1252	0.0339	0.0220
0.19	0.1039	0.9020	0.1152	0.7846	0.1324	0.0378	0.0247
0.20	0.1118	0.9273	0.1206	0.8000	0.1398	0.0418	0.0273
0.21	0.1199	0.9521	0.1259	0.8146	0.1472	0.0460	0.0301
0.22	0.1281	0.9764	0.1312	0.8285	0.1546	0.0503	0.0333
0.23	0.1365	1.0003	0.1364	0.8417	0.1622	0.0549	0.0359
0.24	0.1449	1.0239	0.1416	0.8542	0.1696	0.0597	0.0394
0.25	0.1535	1.0472	0.1466	0.8660	0.1774	0.0646	0.0427
0.26	0.1623	1.0701	0.1516	0.8773	0.1850	0.0697	0.0464
0.27	0.1711	1.0928	0.1566	0.8879	0.1926	0.0751	0.0497
0.28	0.1800	1.1152	0.1614	0.8980	0.2004	0.0805	0.0536
0.29	0.1890	1.1373	0.1662	0.9075	0.2084	0.0862	0.0571
0.30	0.1982	1.1593	0.1709	0.9165	0.2162	0.0921	0.0610

Tabel 5.9 Lanjutan

$\frac{h}{d_p}$	$\frac{A}{d_p^2}$	$\frac{O}{d_p}$	$\frac{R}{d_p}$	$\frac{T}{d_p}$	$\frac{D}{d_p}$	$\frac{Z}{d_p^{1/2}}$	$\frac{AR^{2/3}}{d_p^{2/3}}$
0.31	0.2074	1.1810	0.1755	0.9250	0.2242	0.0981	0.0650
0.32	0.2167	1.2025	0.1801	0.9330	0.2322	0.1044	0.0690
0.33	0.2260	1.2239	0.1848	0.9404	0.2404	0.1107	0.0736
0.34	0.2355	1.2451	0.1891	0.9474	0.2486	0.1172	0.0776
0.35	0.2450	1.2661	0.1935	0.9539	0.2568	0.1241	0.0820
0.36	0.2546	1.2870	0.1978	0.9600	0.2632	0.1310	0.0864
0.37	0.2642	1.3078	0.2020	0.9656	0.2736	0.1381	0.0909
0.38	0.2739	1.3284	0.2061	0.9708	0.2832	0.1453	0.0955
0.39	0.2836	1.3490	0.2102	0.9755	0.2908	0.1528	0.1020
0.40	0.2934	1.3694	0.2142	0.9798	0.2994	0.1603	0.1050
0.41	0.3032	1.3898	0.2181	0.9837	0.3082	0.1682	0.1100
0.42	0.3132	1.4101	0.2220	0.9871	0.3172	0.1761	0.1147
0.43	0.3229	1.4303	0.2257	0.9902	0.3262	0.1844	0.1196
0.44	0.3328	1.4505	0.2294	0.9928	0.3352	0.1927	0.1245
0.45	0.3428	1.4706	0.2331	0.9950	0.3446	0.2011	0.1298
0.46	0.3527	1.4907	0.2366	0.9968	0.3538	0.2098	0.1348
0.47	0.3627	1.5108	0.2400	0.9982	0.3634	0.2186	0.1401
0.48	0.3727	1.5308	0.2434	0.9992	0.3730	0.2275	0.1452
0.49	0.3827	1.5508	0.2467	0.9998	0.3828	0.2366	0.1505
0.50	0.3927	1.5708	0.2500	1.0000	0.3928	0.2459	0.1558
0.51	0.4027	1.5908	0.2531	0.9998	0.4028	0.2553	0.1610
0.52	0.4127	1.6108	0.2561	0.9992	0.4130	0.2650	0.1664
0.53	0.4227	1.6308	0.2591	0.9982	0.4234	0.2748	0.1715
0.54	0.4327	1.6509	0.2620	0.9968	0.4340	0.2848	0.1772
0.55	0.4426	1.6710	0.2649	0.9950	0.4448	0.2949	0.1825
0.56	0.4526	1.6911	0.2676	0.9928	0.4558	0.3051	0.1878
0.57	0.4625	1.7113	0.2703	0.9902	0.4670	0.3158	0.1933
0.58	0.4723	1.7315	0.2728	0.9871	0.4786	0.3263	0.1987
0.59	0.4822	1.7518	0.2753	0.9837	0.4902	0.3373	0.2041
0.60	0.4920	1.7722	0.2776	0.9798	0.5022	0.3484	0.2092
0.61	0.5018	1.7926	0.2797	0.9755	0.5144	0.3560	0.2146
0.62	0.5115	1.8132	0.2818	0.9708	0.5270	0.3710	0.2199
0.63	0.5212	1.8338	0.2839	0.9656	0.5398	0.3830	0.2252
0.64	0.5308	1.8546	0.2860	0.9600	0.5530	0.3945	0.2302
0.65	0.5404	1.8755	0.2881	0.9539	0.5666	0.4066	0.2358

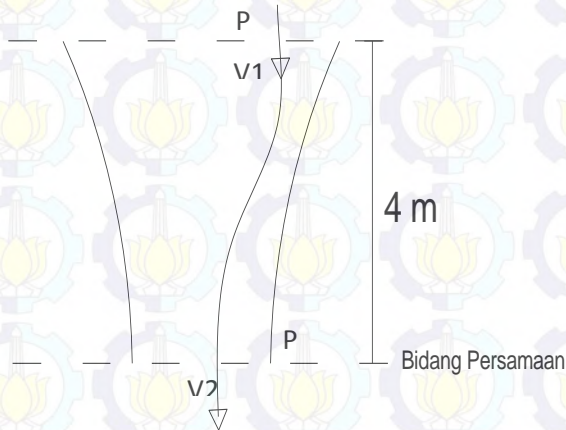
Tabel 5.9 Lanjutan

$\frac{h}{d_p}$	$\frac{A}{d_p^2}$	$\frac{O}{d_p}$	$\frac{R}{d_p}$	$\frac{T}{d_p}$	$\frac{D}{d_p}$	$\frac{Z}{d_p^{2.5}}$	$\frac{AR^{90}}{d_p^{90}}$
0.66	0.5499	1.8965	0.2899	0.9474	0.5804	0.4188	0.2407
0.67	0.5594	1.9177	0.2917	0.9404	0.5948	0.4309	0.2460
0.68	0.5687	1.9391	0.2935	0.9330	0.6096	0.4437	0.2510
0.69	0.5780	1.9606	0.2950	0.9250	0.6250	0.4566	0.2560
0.70	0.5872	1.9823	0.2962	0.9165	0.6408	0.4694	0.2608
0.71	0.5964	2.0042	0.2973	0.9075	0.6572	0.4831	0.2653
0.72	0.6054	2.0264	0.2984	0.8980	0.6742	0.4964	0.2702
0.73	0.6143	2.0488	0.2995	0.8879	0.6918	0.5100	0.2751
0.74	0.6231	2.0714	0.3006	0.8773	0.7104	0.5248	0.2794
0.75	0.6318	2.0944	0.3017	0.8660	0.7296	0.5392	0.2840
0.76	0.6404	2.1176	0.3025	0.8542	0.7498	0.5540	0.2888
0.77	0.6489	2.1412	0.3032	0.8417	0.7710	0.5695	0.2930
0.78	0.6573	2.1652	0.3037	0.8285	0.7934	0.5850	0.2969
0.79	0.6655	2.1895	0.3040	0.8146	0.8170	0.6011	0.3008
0.80	0.6736	2.2143	0.3042	0.8000	0.8420	0.6177	0.3045
0.81	0.6815	2.2395	0.3044	0.7846	0.8686	0.6347	0.3082
0.82	0.6893	2.2653	0.3043	0.7684	0.8970	0.6524	0.3118
0.83	0.6969	2.2916	0.3041	0.7513	0.9276	0.6707	0.3151
0.84	0.7043	2.3186	0.3038	0.7332	0.9606	0.6897	0.3182
0.85	0.7115	2.3462	0.3033	0.7141	0.9964	0.7098	0.3212
0.86	0.7186	2.3746	0.3026	0.6940	1.0354	0.7307	0.3240
0.87	0.7254	2.4038	0.3017	0.6726	1.0784	0.7528	0.3264
0.88	0.7320	2.4341	0.3008	0.6499	1.1264	0.7754	0.3286
0.89	0.7380	2.4655	0.2996	0.6258	1.1800	0.8016	0.3307
0.90	0.7445	2.4981	0.2980	0.6000	1.2408	0.8285	0.3324
0.91	0.7504	2.5322	0.2963	0.5724	1.3110	0.8586	0.3336
0.92	0.7560	2.5681	0.2944	0.5426	1.3932	0.8917	0.3345
0.93	0.7612	2.6061	0.2922	0.5103	1.4918	0.9292	0.3350
0.94	0.7662	2.6467	0.2896	0.4750	1.6130	0.9725	0.3353
0.95	0.7707	2.6906	0.2864	0.4359	1.7682	1.0242	0.3349
0.96	0.7749	2.7389	0.2830	0.3919	1.9770	1.0888	0.3340
0.97	0.7785	2.7934	0.2787	0.3412	2.2820	1.1752	0.3322
0.98	0.7816	2.8578	0.2735	0.2800	2.7916	1.3050	0.3291
0.99	0.7841	2.9412	0.2665	0.1990	3.9400	1.5554	0.3248
1.00	0.7854	3.1416	0.2500	0.0000	--	--	0.3117

(sumber : Anggraini,1997:391)

5.2.7 Menghitung Kehilangan Energi Pada *Spillway*

Gambar 5.18 adalah gambar aliran yang masuk ke bagian kerongkongan *morning glory*:



Gambar 5.20 Sketsa Aliran yang masuk ke bagian kerongkongan *morning glory*

Persamaan bernoulli dari garis arus 1 – 2 :

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\rho g} + H_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\rho g} + 0$$

Karena :

$P_1 = P_2$ dan $V_1 < V_2$ sehingga $\frac{V_1^2}{2g}$ (diabaikan karena kecil sekali)

Maka persamaan bernoulli tersebut dapat disederhanakan menjadi :

$V_2^2 = 2gH_1$ atau $V_2 = \sqrt{2gH_1}$, persamaan ini disebut persamaan Terricelli

Poros vertikal dengan penampang lingkaran dirancang sehingga dinding mengikuti bentuk aliran yang meluap. Jika tidak, vacum akan terjadi pada lengkung vertikal dan horisontal, dan yang dapat menyebabkan erosi kavitasi yang membahayakan dinding conduit, maka :

$V_2 = C \sqrt{2gH_1}$, dimana : $g = 9,8 \text{ m/dtk}^2$

Tabel 5.10 Penentuan nilai C

	Discharge coefficient, C			Loss coefficient, A		
	Max.	Min.	Avg.	Max.	Min.	Avg.
(a) Gate in thin wall – unsuppressed contraction	0.70	0.60	0.63	1.80	1.00	1.50
(b) Gate in thin wall – bottom and sides suppressed	.81	.68	.70	1.20	0.50	1.00
(c) Gate in thin wall – corners rounded	.95	.71	.82	1.00	.10	0.50
(d) Square-cornered entrances	.85	.77	.82	0.70	.40	.50
(e) Slightly rounded entrances	.92	.79	.90	.60	.18	.23
(f) Fully rounded entrances ($r/D \geq 0.15$)	.96	.88	.95	.27	.08	.10
(g) Circular bellmouth entrances	.98	.95	.98	.10	.04	.05
(h) Square bellmouth entrances	.97	.91	.93	.20	.07	.16
(i) Inward projecting entrances	.80	.72	.75	.93	.56	.80

(sumber : USBR)

$$V_2 = 0,9 \sqrt{2 \times 9,8 \times 4} = 7,97 \text{ m/dt}$$

Maka kecepatan masuk intake $V = 7,97 \text{ m/dt}$

Menghitung Kehilangan Energi Pada *Spillway*

$$Q = 125,16 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$V = 7,97 \text{ m/dt}$$

- Akibat gesekan sepanjang *tunnel*
Untuk kehilangan energi pada aliran pipa, rumus yang sering digunakan adalah rumus Darcy-Weishbach (sumber : USBR).

$$h_e = \frac{fL}{D} \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

Pipa terbuat dari beton

ϵ beton = 2,5

viskositas kinematik air pada suhu $0^\circ = 1,79 \times 10^{-6}$

$$\epsilon/D = 2,5 / (4 \times 1000) = 0,000625$$

$$R = \frac{vD}{\mu}$$

$$R = \frac{7,97 \times 4}{1,79 \times 10^{-6}}$$

$$= 17.807.686,5$$

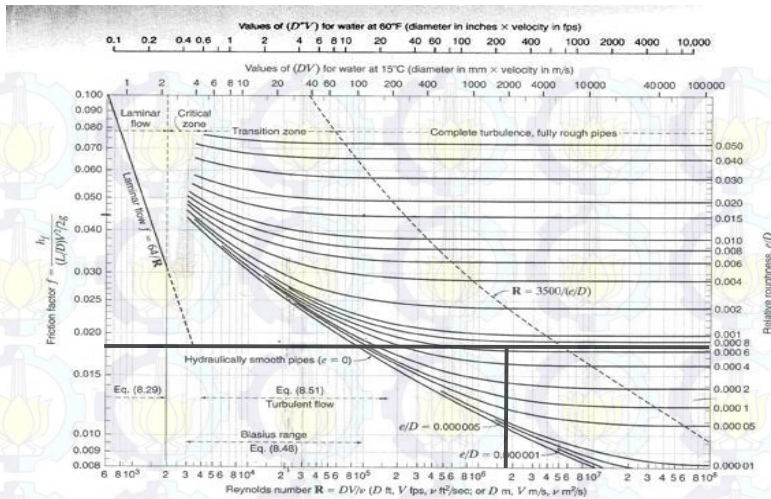


Figure 8.11
Moody chart for pipe friction factor (Stanton diagram).

Gambar 5.21 Diagram Moody

Maka didapatkan nilai dari diagram moody $f = 0,018$

$$h_e = \frac{fL}{D} \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

$$h_e = \frac{0,018 \times 208,98}{4} \left(\frac{7,97^2}{2 \times 9,8} \right) = 3,04 \text{ m}$$

Tabel 5.11. Kekasaran ekivalen untuk pipa baru

Pipa	Kekasaran ekivalen, ϵ	
	Feet	Millimeter
Paku baja	0,003–0,03	0,9–9,0
Beton	0,001–0,01	0,3–3,0
Kayu diampas	0,0006–0,003	0,18–0,9
Besi tuang	0,00085	0,26
Besi galvanisir	0,0005	0,15
Besi komersial		
atau besi tempa	0,00015	0,045
Pipa saluran	0,000005	0,0015
Plastik, gelas	0,0 (halus)	0,0 (halus)

(sumber : mekanika fluida jilid 2 : 44)

- Kehilangan energi saat masuk

$$h_e = \left(\frac{1}{C^2} - 1 \right) \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

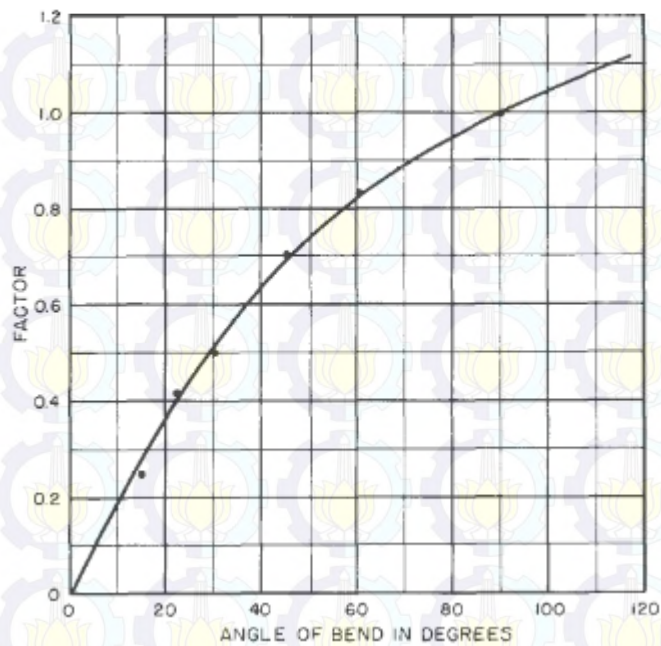
$$= \left(\frac{1}{0,5^2} - 1 \right) \left(\frac{7,97^2}{2g} \right) ; \text{Nilai } C \text{ diambil dari tabel 5.10}$$

$$= 1,22 \text{ m}$$

- Kehilangan energi saat belokan

$$K_b = 1 \text{ (potongan bulat dengan sudut } 90^\circ \text{)}$$

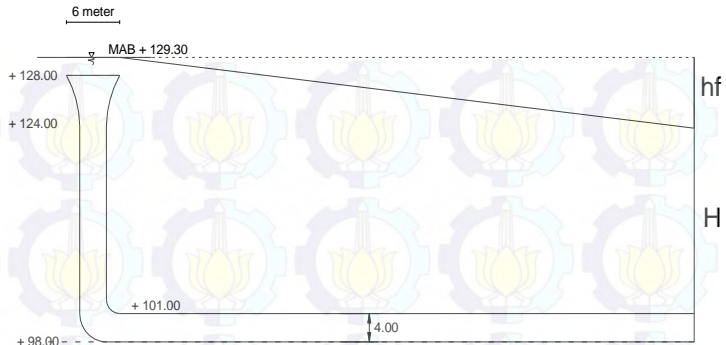
$$h_e = K_b \frac{V_1^2}{2g} = 1 \times \frac{7,97^2}{2,9,81} = 3,24 \text{ m}$$



Gambar 5.22 Diagram rasio faktor belokan

(sumber : USBR)

- Jumlah Kehilangan Energi
 $h_f = 3,04 + 1,22 + 3,24 = 7,5 \text{ m}$



Gambar 5.23 Kehilangan Energi

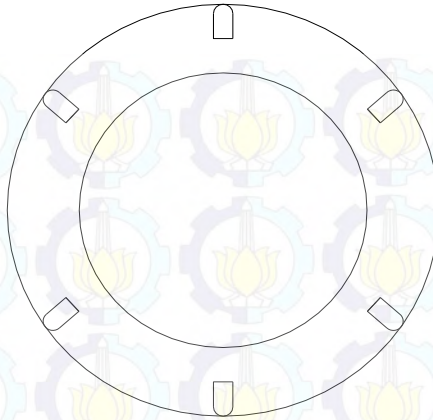
5.3 Perhitungan Dimensi Pilar

Tinggi pilar direncanakan 2 meter dari elevasi MAN (elevasi crest pelimpah) yaitu pada elevasi +128,00. Maka puncak pilar :

$$128,00 + 2 \text{ meter} = +130,00$$

Sebagai kontrol debit Q_{1000} , yaitu elevasi MAB = +129,30 , maka masih ada jarak bebas sebesar $130,00 - 129,30 = 0,70$ meter

Dari berbagai tipe bentuk bagian dasar dari pilar yang ditunjukkan pada gambar 2.19, dipilih tipe 2 dengan mempertimbangkan bahwa tipe tersebut selain lebih mudah dalam pelaksanaan, juga tidak mudah terjadi gerusan apabila dibandingkan dengan tipe yang lainnya. Selain itu, *U.S Army Engineers Waterways Experiments* menyarankan agar tiang-tiang direncanakan dengan bidang bundar karena dapat dipakai secara umum untuk tinggi tekan yang cukup besar (Ven Te Chow, 1992:339) :

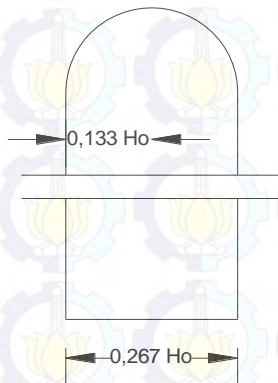


Gambar 5.24 Sketsa rencana letak pilar

Jumlah pilar direncanakan terdapat 6 buah pilar (gambar 5.17). Dan dari gambar 5.18, jari-jari pilar adalah $0,133 H_o$. Dimana $H_o = 1,3$ meter (pada Q1000).

$0,133 H_o = 0,133 \times 1,30 = 0,173$ meter, digunakan 0,20 meter

$0,267 H_o = 0,267 \times 1,30 = 0,347$ meter, digunakan 0,40 meter



Gambar 5.25 Sketsa rencana dimensi pilar

Untuk alasan keamanan struktur maka pilar direncanakan 80 cm dengan panjang 1,50 meter dan tinggi 2 meter. Maka volume 1 pilar :

$$V_{1 \text{ pilar}} = [(1,1 \times 0,8 \times 2) + (2 \times \frac{3,14 \times 0,8^2}{2})]$$

$$= 3,77 \text{ m}^3$$

5.4 Perencanaan Kolam Olak

Data-data :

Elevasi Dasar Sungai	= +92.00
Elevasi Muka Air Sungai	= +95.25
Kedalaman Air Sungai	= 3,25 meter
y _o	= 4 meter
v _o	= 7,97 m/det
Q	= 125,16 m ³ /det

Direncanakan :

Z _o	= 2 meter
B	= 10 meter
g	= 9,8 m/det ²

Langkah-langkah perhitungan :

- Debit persatuan lebar (q) = Q/B
 $q = 125,16 / 10 = 12,52 \text{ m}^3/\text{det}$
- Kecepatan (V₁) dan kedalaman (y₁) Awal Loncatan
 Rumus yang digunakan :
 - Persamaan Kontinuitas
 $Q_0 = Q_1$
 - Persamaan garis energi
 $Z_0 + y_0 + \left(\frac{v_0^2}{2g} \right) = Z_1 + y_1 + \left(\frac{v_1^2}{2g} \right)$

$$(1) \quad Q_0 = V_1 \times A_1 = V_1 \times (B \cdot y_1)$$

$$Q_0 = V_1 \times 10y \text{ didapat harga } y_1$$

$$y_1 = \frac{125,16}{10 \times v_1}$$

$$\text{Jadi } y_1 = \frac{12,52}{v_1}$$

$$(2) \quad Z_0 + y_0 + \left(\frac{v_0^2}{2g} \right) = Z_1 + y_1 + \left(\frac{v_1^2}{2g} \right)$$

$$2 + 4 + \left(\frac{7,97^2}{2 \times 9,81} \right) = 0 + y_1 + \left(\frac{v_1^2}{2g} \right)$$

$$9,24 = \frac{12,52}{v_1} + \left(\frac{v_1^2}{2g} \right)$$

Dengan cara mencoba-coba harga V_1 , didapatkan nilai :

$$V_1 = 15,15 \text{ m/det}$$

$$Y_1 = \frac{12,52}{15,15} = 0,83 \text{ m}$$

Jadi nilai $Y_1 = 1,25 \text{ m}$ dan $V_1 = 12,52 \text{ m/det}$

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} = \frac{15,15}{\sqrt{9,81 \times 0,83}} = 5,32$$

$Fr = 5,32$, direncanakan kolam olak USBR tipe II

- Merencanakan y_2

$$Y_2 = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot Fr^2} - 1) \cdot y_1$$

$$= \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot 5,32^2} - 1) \cdot 0,83$$

$$= 6,22 \text{ meter}$$

- Merencanakan panjang kolam olak dengan menggunakan grafik 5.19

Untuk harga $Fr = 4,58$ didapatkan

$$\frac{L}{Y_2} = 3,7$$

$$L \cdot Y_2 = 3,7 \times Y_2 = 3,7 \times 6,22 = 23,00 \text{ m}$$

- Merencanakan sudut α dan Lo
Dengan data angka froud (Fr) dan menggunakan (grafik 5.20), untuk $Fr = 5,32$ didapatkan $\alpha = 7^\circ$

$$\text{Panjang } Lo = \frac{Zo}{\tan x} = \frac{2}{\tan 7^\circ} = 16,29 \text{ m} \approx 16 \text{ m}$$

Jadi panjang Lo direncanakan = 16 meter

- Menentukan Nilai C

$$\begin{aligned} C &= 0,2 Y_2 \\ &= 0,2 \times 6,22 \\ &= 1,24 \end{aligned}$$

- Menentukan L_2

$$(\text{Elevasi Dasar Kolam} = +95,25 - 6,22 = +89,03)$$

$$\begin{aligned} Z_2 &= (\text{Elevasi muka air sungai} - \text{elevasi dasar kolam}) - C \\ &\quad - \text{Kedalaman sungai} \\ &= 95,25 - 89,03 - 1,24 - 3,25 \\ &= 1,72 \text{ meter} \end{aligned}$$

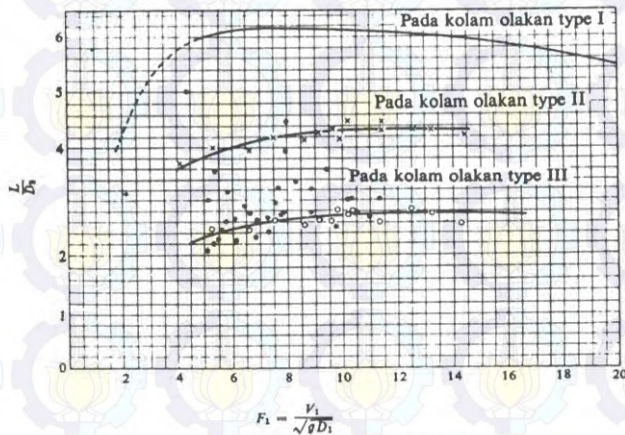
$$L_2 = \frac{Z_2}{\tan \alpha} = \frac{1,72}{\tan 7} = 14,04 \text{ meter} \approx 14 \text{ meter}$$

Jadi panjang $L_2 = 14$ meter

- Tinggi Dinding sisi kiri dari dasar kolam (Tinggi Jagaan)

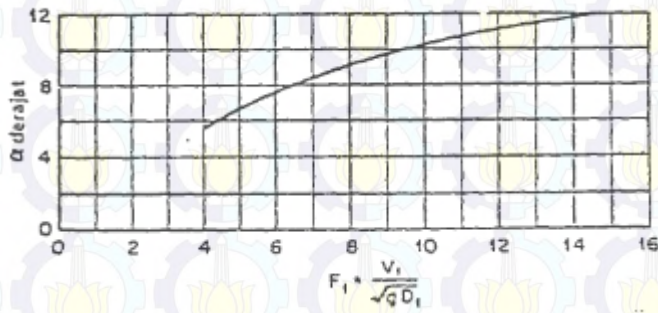
$$\begin{aligned} h_{\text{dinding}} &= Y_2 + \frac{1}{3} Y_2 \\ &= 6,22 + \frac{1}{3} \cdot 6,22 \\ &= 8,29 \approx 8,50 \text{ meter} \end{aligned}$$

$h_{\text{dinding}} = 8,50$ meter dari dasar kolam

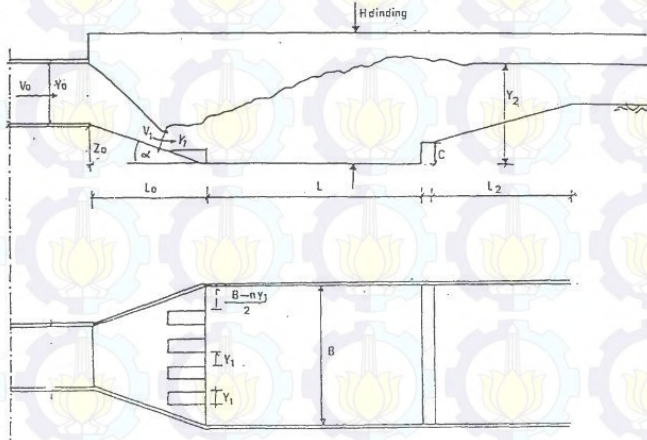


- —Kondisi sesungguhnya pada kolam olakan type II
- × —Kondisi pengujian model untuk kolam olakan type II
- —Kondisi pengujian model untuk kolam olakan type III

5.26 Hubungan Angka Froud (Fr) dan $\frac{L}{D_2}$



Gambar 5.27 Hubungan Angka Froud (Fr) dan kemiringan (α)



Gambar 5.28 Kolam Olak USBR Tipe II

- Perencanaan Gigi Pemencar Aliran (Blok Muka)

Dalam perencanaan blok muka ,diketahui beberapa komponen antara lain sebagai berikut:

Jumlah blok muka = 6 buah

Tinggi blok (D1) = 0,83 m

Lebar blok (W=D1) = 0,83 m

Jarak antar blok (D1) = 0,83 m

Jarak blok tepi ke tepi (D1/2)= 0,41 m

Lebar kolam olak = 10 m

Cek lebar kolam olak :

$$\frac{8}{8} = (6 \times 0,83) + (6-1) \times 0,83 + (2 \times 0,41)$$

$$8 = 9,91 \rightarrow \text{OK}$$

- Blok Belakang

Tinggi blok (0,2.D1) = 0,17 m

Lebar blok = 0,15 m

Jarak antar blok = 0,15 m

Dimana, $y_1 = D_1 = 0,83 \text{ m}$



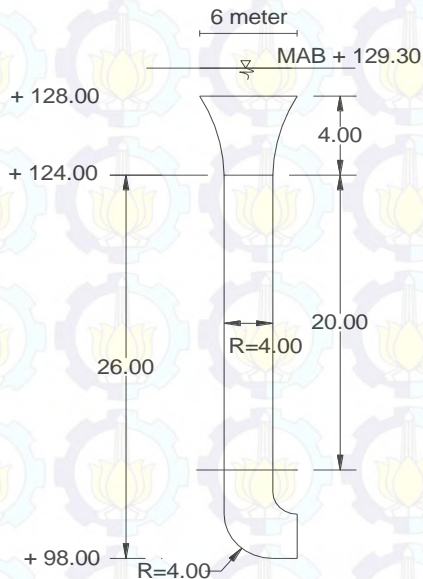
BAB VI

ANALISA STRUKTUR

6.1 Umum

Pada bab ini akan diperhitungkan stabilitas dan struktur dari *spillway morning glory* pada struktur vertikal. Pada bab sebelumnya data yang telah didapatkan adalah sebagai berikut :

R_s	= 3 meter
D conduit	= 4 meter
L_0	= 4 meter
L_1	= 20 meter
L_2	= 6,28 meter
Volume 1 pilar	= $3,77 \text{ m}^3$



Gambar 6.1 Dimensi Vertikal Shaft *Morning Glory*

6.2 Perencanaan Tebal Minimum *Tunnel*

Ketebalan minimum biasanya adalah 6 inchi. Namun, karena ada beban eksternal maka memerlukan perencanaan tebal untuk menahan beban tekanan hidrostatik (USBR).

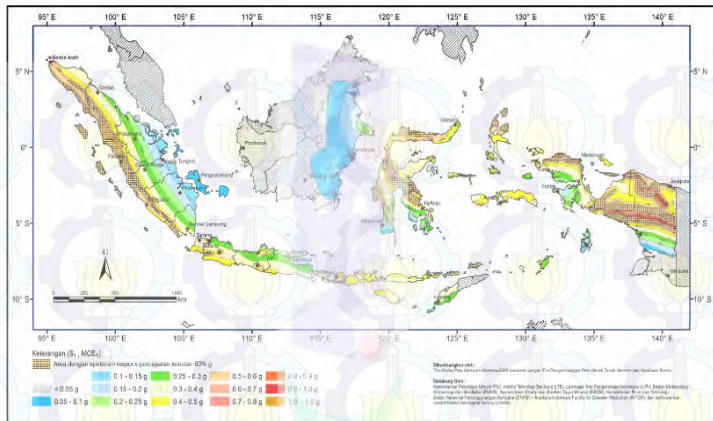
Untuk menghitung tebal minimal dinding digunakan rumus pendekatan sebagai berikut :

$$h_{min} = \frac{\left(\frac{mE_s + fs - nfc,ten}{fs \times fc,ten} \right) p \times D}{2} > 6 \text{ in}$$

Dimana,

- m = koefisien susut beton (0,0003)
- Es = modulus elastisitas baja
- fs = tegangan baja yang diijinkan, $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- n = rasio modular (E_s/E_c)
- Ec = modulus elastisitas beton, $f_c = 30 \text{ Mpa}$
- fc,ten = tegangan beton yang diijinkan
- p = tekanan horisontal air
- D = diameter pipa

- D = 4 meter
- m = 0,0003
- Es = $2 \times 10^5 \text{ Mpa} = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- fs = $(0,4 \text{ s/d } 0,45) \cdot f_y$
 $= 0,4 \cdot f_y$
 $= 0,4 \cdot (400 \text{ Mpa})$
 $= 160 \text{ Mpa} = 160 \text{ N/mm}^2 = 1600 \text{ kg/cm}^2$
- Ec = $4700 \cdot \sqrt{f_c'}$
 $= 4700 \cdot \sqrt{30 \text{ Mpa}}$
 $= 25742,96 \text{ Mpa}$
- n = E_s/E_c
 $= 2 \times 10^5 \text{ Mpa} / 25742,96 \text{ Mpa}$
 $= 7,8$
- fc,ten = $0,1 \cdot f_c'$
 $= 0,1 \cdot 30 \text{ Mpa}$



Gambar 10 - S₁, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget(MCE_a), kelas situs SB

Gambar 6.4 Peta Gempa (Gambar 9. SNI 03 – 1726 – 2012)

(Sumber : SNI 03-1726-2012)

Gambar 6.4 Peta Gempa (Gambar 9. SNI 03 – 1726 – 2012)

dapat diketahui

nilai $S_1 = 0,3$

B. Menentukan F_a dan F_v

Berdasarkan Tabel 6.1 (SNI 03 – 1726 – 2012)

Tabel 6.1 Faktor Amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik

Tabel 4 Koefisien situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

(Sumber : SNI 03-1726-2012)

Tabel 6.2 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi untuk periode 1 detik

Tabel 5 Koefisien situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

(Sumber : SNI 03-1726-2012)

Pada lokasi perencanaan diketahui jenis tanah adalah Tanah Keras (SC), maka berdasarkan tabel diatas dapat diketahui untuk nilai :

Jenis Tanah Keras (SC)

$$F_a = 1,1$$

$$F_v = 1,5$$

C. Menentukan S_{MS} dan S_{M1}

Berdasarkan Pasal 6.2 SNI 03 – 1726 – 2012

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (\text{Pasal 6.2})$$

$$\begin{aligned} S_{MS} &= 1,1 \cdot 0,7 \\ &= 0,55 \end{aligned}$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (\text{Pasal 6.2})$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= 1,5 \cdot 0,3 \\ &= 0,45 \end{aligned}$$

D. Menentukan S_{DS} dan S_{D1}

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} \quad (\text{Pasal 6.3})$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= 2/3 \times 0,55 \\ &= 0,37 \end{aligned}$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1} \quad (\text{Pasal 6.3})$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= 2/3 \times 0,45 \\ &= 0,30 \end{aligned}$$

E. Menghitung Geser Dasar Seismik (V)

- Menentukan T_0 dan T_s

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times \frac{SD1}{SDs} \\ &= 0,2 \times \frac{0,30}{0,37} \\ &= 0,16 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= \frac{SD1}{SDs} \\ &= \frac{0,30}{0,37} \\ &= 0,82 \end{aligned}$$

- Menentukan Periode Alami Struktur

Berdasarkan Pasal 7.8.2.SNI 03-1726-2012, sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur, T , diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan, T_a , yang dihitung sesuai dengan pasal 7.8.2.1. ($T_a = C_t \times h_n^x$).

Periode fundamental pendekatan dihitung dengan menentukan nilai C_t dan X terlebih dahulu dengan Tabel 15 Pasal 7.8.2.1.C. Selanjutnya nilai T_a dapat dicari dengan Persamaan 26 untuk SRPMK beton

Keterangan :

hn adalah ketinggian struktur, dalam (m) diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan koefisien C_t x ditentukan pada tabel 6.3

Tabel. 6.3 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenal gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

(Sumber : SNI 03-1726-2012)

$$C_t = 0,0466$$

$$X = 0,9$$

$$h_n = 21,70$$

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \times h^x \\ &= 0,0466 \times 21,70^{0,9} \\ &= 0,74 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$C_u = 1,4 \quad (\text{Nilai } C_u \text{ dapat dilihat pada tabel 6.4})$$

Tabel 6.4 Koefisien untuk Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{Di}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber : SNI 03-1726-2012)

$$\begin{aligned}
 T_{aatas} &= C_u \times T_a \\
 &= 1,4 \times 0,74 \\
 &= 1,04 \text{ dt}
 \end{aligned}$$

$$T_a < T < C_u.T_a$$

$$0,74 \text{ dt} < 0,82 \text{ dt} < 1,04 \text{ dt} \dots \text{ (OK)}$$

Nilai T yang di dapatkan memenuhi syarat batas antara perioda fundamental pendekatan dengan batas maksimal perioda struktur.

F. Menentukan Faktor Keutamaan Bangunan (I_e)

Faktor Keutamaan gempa, I_e , dan kategori resiko bangunan non gedung, ditentukan berdasarkan bahaya relatif yang diakibatkan oleh isi dan fungsi bangunan tersebut.

Tabel. 6.5 Faktor Keutamaan Gempa

Tabel 2- Faktor keutamaan gempa

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber : SNI 03-1726-2012)

Berdasarkan tabel keutamaan gempa (I_e) pada tabel 6.5 , kategori resiko IV, $I_e = 1,5$

G. Menentukan Faktor Reduksi Beban Gempa (R)

Tabel. 6.6 Faktor R, Cd, dan Ω Untuk Sistem Penahan Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^h	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^{h/7}	TI ^h	TI ⁱ
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ^h	TI ^h	TI ⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI

(Sumber : SNI 03-1726-2012)

Bangunan direncanakan dengan sistem penahan gaya gempa rangka beton bertulang pemikul momen khusus, dengan nilai $R = 8$

H. Menghitung Koefisien Respon Seismik (C_s)

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1.1. Koefisien seismik, C_s , dihitung dengan Persamaan :

$$C_{spertu} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_{spertu} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,37}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,068$$

$$C_{smax} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,96}{0,82\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,070$$

$$C_{smin} = 0,044S_{DS}I_e = 0,044 \times 0,37 \times 1,5 = 0,024 \geq 0,01$$

(OK)

Kontrol :

$$C_s \text{ min} \leq C_s \text{ Perlu} \leq C_s \text{ maks}$$

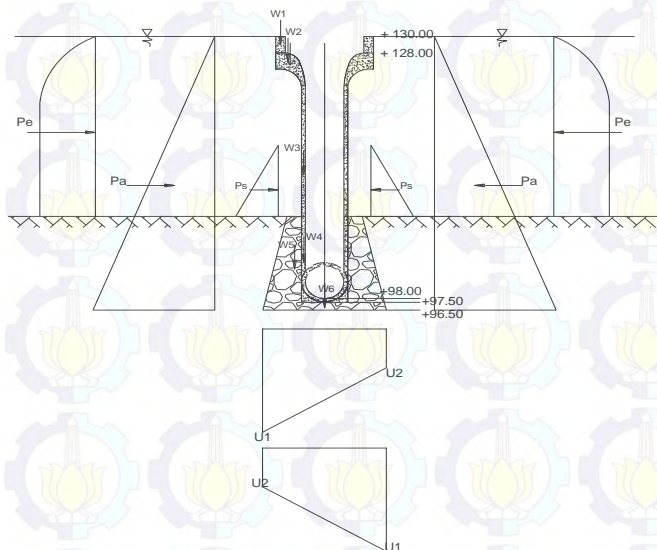
$$0,024 \leq 0,068 \leq 0,07 \quad \textbf{(OK)}$$

Maka dari ketiga hasil perhitungan di atas, koefisien gempa yang digunakan untuk *spillway morning glory* adalah $C_s = 0,068$

6.4. Perhitungan Gaya-gaya pada Struktur Bangunan *Spillway Morning Glory Tower*

Gaya-gaya yang akan diperhitungkan pada struktur bangunan ini adalah gaya tekan air (hidrostatik dan hidrodinamis), gaya sedimen, gaya gempa, berat sendiri bangunan, gaya lumpur, dan gaya tekan keatas

Setelah menggambar diagram gaya yang terjadi pada tubuh bendungan, langkah selanjutnya adalah menggambar arah gaya yang berada di titik berat dari diagram gaya tersebut. Diagram gaya dan arah gaya yang berada di titik berat diagram gayanya dapat dilihat seperti Gambar 6.5.



Gambar 6.5 Diagram gaya dan arah gaya yang berada di titik berat diagram gaya

Keterangan gambar :

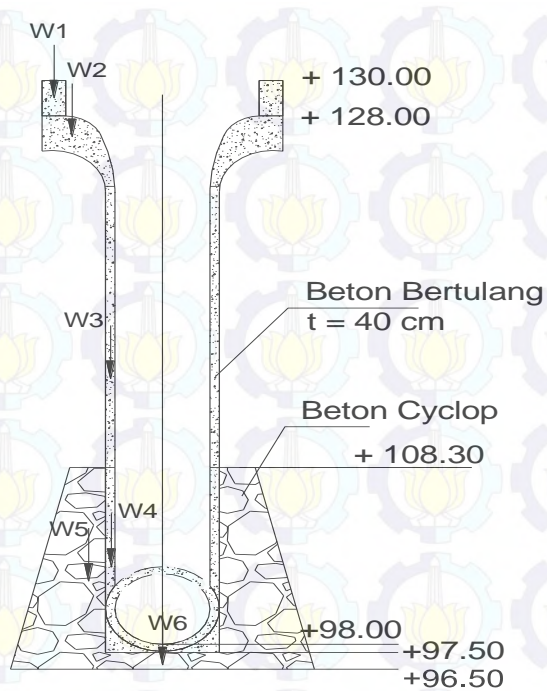
- W = berat sendiri bangunan.
- Pe = gaya tekanan hidrodinamis
- Pa = tekanan air
- Ps = tekanan sedimen.
- Pt = tekanan tanah.
- U = gaya tekan keatas.

Dari gambar diatas kemudian menghitung besar gaya yang terjadi pada setiap diagram. Perhitungan dilakukan dengan menggunakan rumus tekanan sedimen, tekanan air, tekanan tanah, tekanan gempa, berat sendiri bangunan, tekanan sedimen, dan gaya tekanan keatas. Dari berbagai gaya dan tekanan yang dialami oleh *spillway* tersebut dibedakan menjadi 2 bagian berdasarkan diagram gayanya. Yaitu diagram persegi dan diagram segitiga. Selanjutnya perhitungan gaya dan tekanannya dihitung sesuai rumus masing-masing gaya.

Sebelum memulai perhitungan dari setiap gaya berat dan gaya tekanan, diharuskan mengumpulkan data hasil penelitian dan penyelidikan. Karena data tersebut yang akan diolah menjadi besaran gaya yang akan dialami oleh *spillway*. Adapun data hasil penyelidikan dan penelitian yang diperoleh antara lain:

- Berat volume beton (γ_{beton}) = 2,40 t/m³
- Berat volume air (γ_{air}) = 1 t/m³
- Sudut geser beton terhadap batuan pondasi (ϕ) = 40°
- Sudut geser sedimen yang diijinkan (ϕ) = 25°
- Berat Volume Sedimen = 1,45 t/m³
- Volume Sedimen = 3,56 m³/hari
- Gaya gempa horisontal stasis/ koefisien gempa = 0,069.







- **Perhitungan Volume Konstruksi**



Gambar 6.6 Detail Gaya Vertikal Berat Sendiri

Adapun cara untuk menghitung volume per meter panjang, yaitu dengan menggunakan program bantu Autocad. Dimana tiap segmen pada bangunan dihitung lihat luasnya lalu dikalikan per meter panjang. Sehingga bisa mendapatkan volume per meternya.

Tabel 6.7. Volume Bangunan Dalam m3 (per meter panjang)

Struktur	Gaya	Luas	Volume	Ket.Gambar
		(m2)	(m3)	
V pilar	W1	3,77	3,77	
Spillway	W2	62,015	62,015	
	W3	62,8	62,8	
	W4	59,79	59,79	
Pondasi	W5	315,07	315,07	
	W6	45,66	45,66	
total			549,105	

(Sumber : Hasil Perhitungan)

• Perhitungan Titik Berat Konstruksi

Berat sendiri :

$$\begin{aligned}
 W1 &= 3,77 \times 2,4 = 9,05 \text{ t} \\
 W2 &= 62,015 \times 2,4 = 148,84 \text{ t} \\
 W3 &= 62,8 \times 2,4 = 150,72 \text{ t} \\
 W4 &= 59,79 \times 2,4 = 143,50 \text{ t} \\
 W5 &= 315,07 \times ((2,2 \times 70\%) + (1,5 \times 30\%)) \\
 &= 218,34 \text{ t} \\
 W6 &= 45,66 \times ((2,2 \times 70\%) + (1,5 \times 30\%)) \\
 &= 31,64 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Keterangan :

Pada W6 = Beton Cyclop. Dimana pemakaian beton cor ($\gamma = 2,2 \text{ t/m}^3$) sebesar 70 % dan batu gunung ($\gamma = 1,5 \text{ t/m}^3$) sebesar 30 %. Berat sendiri dapat dilihat pada tabel 6.8

Tabel 6.8. Berat Sendiri Bahan Bangunan dan Komponen Gedung

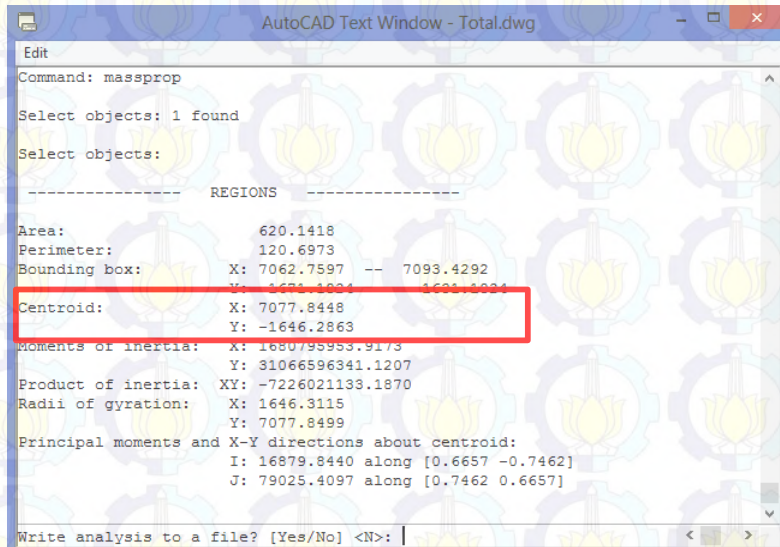
BAHAN BANGUNAN

Baja	7.850 kg/m ³
Batu alam	2.600 kg/m ³
Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	1.500 kg/m ³
Batu karang (berat tumpuk)	700 kg/m ³
Batu pecah	1.450 kg/m ³
Besi tuang	7.250 kg/m ³
Beton ⁽¹⁾	2.200 kg/m ³
Beton bertulang ⁽²⁾	2.400 kg/m ³
Kayu (Kelas I) ⁽³⁾	1.000 kg/m ³
Kerikil, koral (kering udara sampai lembab, tanpa diayak)	1.650 kg/m ³
Pasangan bata merah	1.700 kg/m ³
Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2.200 kg/m ³
Pasangan batu cetak	2.200 kg/m ³
Pasangan batu karang	1.450 kg/m ³
Pasir (kering udara sampai lembab)	1.600 kg/m ³
Pasir (jenuh air)	1.800 kg/m ³
Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1.850 kg/m ³
Tanah, lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	1.700 kg/m ³
Tanah, lempung dan lanau (basah)	2.000 kg/m ³
Timah hitam (timbel)	11.400 kg/m ³

(Sumber : PPIUG, 1983)

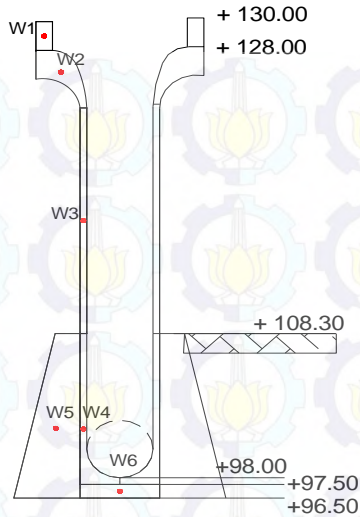
Berikut ini adalah langkah-langkah cara mencari titik berat pada bidang dengan autocad :

1. Buatlah bidang yang akan dicari titik beratnya menjadi Solid dengan ketik REG pada command lalu tekan enter. Pilih select object gambar yang mau dibuat solid. Lalu tekan enter
2. Ketik MASSPROP lalu tekan enter. Lalu klik objek yang mau dihitung. Kemudian tekan enter
3. Maka akan muncul data seperti gambar 6.6



Gambar 6.6 Output Koordinat Titik Berat Bidang

4. **Centroid**, adalah Koordinat titik berat bidang



Gambar 6.7 Titik Berat Tiap Segmen

Tabel 6.9. Titik Berat Konstruksi

Gaya	Jumlah (t/m')	Jarak ke titik 2 (m)	ΣM (tm)
W1	9,05	11,47	103,78
W2	148,84	9,96	1482,41
W3	150,72	8,60	1296,19
W4	143,50	8,60	1234,07
W5	218,34	10,27	2242,39
W6	31,64	6,40	202,51
Jumlah	452,10		6561,34

(Sumber : Hasil Perhitungan)

➤ **Kondisi Muka Air Setinggi Mercu (MAN)**

Perhitungan Tekanan Tanah

Dari data tanah diperoleh nilai :

Berat volume jenuh (γ_{sat}) = 1,78 ton/m³

Sudut geser dalam tanah (ϕ) = 25°

Dari data tanah tersebut maka dapat dihitung tekanan tanah aktif.

• Tekanan Tanah Aktif

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \left(\frac{\phi}{2} \right) \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \left(\frac{25}{2} \right) \right)$$

$$K_a = 0,41$$

$$E_a = 0,5 \times \gamma_{sat} \times h^2 \times K_a$$

$$E_a = 0,5 \times 1,78 \times 11,8^2 \times 0,41$$

$$E_a = 50,30 \text{ t/m}$$

• Tekanan air

Tekanan air luar

$$\begin{aligned} Pa1 &= \frac{1}{2} \cdot H_{air}^2 \cdot \gamma_{air} \\ &= \frac{1}{2} \times 19,7^2 \times 1 \text{ t/m}^3 \\ &= 3,125 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa2 &= \frac{1}{2} \cdot H \cdot \gamma_s \\ &= \frac{1}{2} \times 11,8^2 \times 1,78 \text{ t/m}^3 \\ &= 123,92 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa3 &= H \cdot \gamma_{air} \\ &= (19,7 \times 11,8) \times 1 \text{ t/m}^3 \\ &= 232,46 \text{ t} \end{aligned}$$

$$H_d = C_d \times \gamma_{air} \times E \times H_{air}$$

$$= \frac{7}{12} \times 1 \text{ t/m}^3 \times 0,069 \times 19,7$$

$$= 0,79 \text{ t}$$

Upift Pressure

$$U1 = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \text{Hair hulu} \cdot \gamma_{\text{air}} \cdot 1 \text{ m}$$

$$= \frac{1}{2} \times 12,8 \times 19,7 \times 1 \text{ t/m}^3 \times 1$$

$$= 126,08 \text{ t}$$

$$U2 = P_{\text{pondasi}} \cdot H_{\text{air hilir}} \cdot \gamma_{\text{air}} \cdot 1 \text{ m}$$

$$= 12,8 \times 3,7 \times 1 \text{ t/m}^3 \times 1$$

$$= 47,36 \text{ t}$$

- Tekanan Sedimen

$$= \frac{1}{2} \times (\gamma_{\text{sed}} - \gamma_{\text{air}}) \times H_{\text{sed}}$$

$$= \frac{1}{2} \times (1,45 - 1) \times 8,7 \text{ m}$$

$$= 1,96 \text{ t}$$

➤ **Kondisi Muka Air Banjir (MAB)**

Perhitungan Tekanan Tanah

Dari data tanah diperoleh nilai :

$$\text{Berat volume jenuh } (\gamma_{\text{sat}}) = 1,78 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Sudut geser dalam tanah } (\phi) = 25^\circ$$

Dari data tanah tersebut maka dapat dihitung tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif.

- Tekanan Tanah Aktif

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \left(\frac{\phi}{2} \right) \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \left(\frac{25}{2} \right) \right)$$

$$K_a = 0,41$$

$$E_a = 0,5 \times \gamma_{\text{sat}} \times h^2 \times K_a$$

$$Ea = 0,5 \times 1,78 \times 11,8^2 \times 0,41$$

$$Ea = 50,30 \text{ t/m}$$

- Tekanan air

$$\begin{aligned} \text{Tekanan air luar : } Pa1 &= \frac{1}{2} \cdot H_{air}^2 \cdot \gamma_{air} \\ &= \frac{1}{2} \times 21^2 \times 1 \text{ t/m}^3 \\ &= 220,5 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa2 &= \frac{1}{2} \cdot H \cdot \gamma_s \\ &= \frac{1}{2} \times 11,8^2 \times 1,78 \text{ t/m}^3 \\ &= 123,92 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa3 &= H \cdot \gamma_{air} \\ &= (21 \times 11,8) \times 1 \text{ t/m}^3 \\ &= 247,8 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban air (Wair)} &= H_o \cdot \text{lengan spillway} \cdot 1 \cdot \gamma_{air} \\ &= 1,3 \times 1,4 \times 1 \times 1 \text{ t/m}^3 \\ &= 1,82 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_d &= C_d \times \gamma_{air} \times E \times H_{air} \\ &= \frac{7}{12} \times 1 \text{ t/m}^3 \times 0,069 \times 21 \\ &= 0,84 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Uplift Pressure } U1 &= \frac{1}{2} \cdot B \cdot H_{air} \text{ hulu} \cdot \gamma_{air} \cdot 1 \text{ m} \\ &= \frac{1}{2} \times 12,8 \times 21 \times 1 \text{ t/m}^3 \times 1 \\ &= 134,40 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U2 &= P \text{ pondasi} \cdot H \text{ air hilir} \cdot \gamma_{air} \cdot 1 \text{ m} \\ &= 12,8 \times 3,7 \times 1 \text{ t/m}^3 \times 1 \\ &= 47,36 \text{ t} \end{aligned}$$

- Tekanan Sedimen $= \frac{1}{2} \times (\gamma_{sed} - \gamma_{air}) \times H_{sed}$
 $= \frac{1}{2} \times (1,45 - 1) \times 8,7 \text{ m}$
 $= 1,96 \text{ t}$

6.5 Perhitungan Stabilitas *Spillway*

a. Kontrol Guling

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq SF$$

b. Kontrol Geser (*Sliding*)

$$\frac{(\sum G - \sum U) \cdot f}{\sum H} \geq 1,2$$

Dimana :

f = koefisien gesekan

$\sum G$ = gaya vertikal total akibat berat sendiri

$\sum U$ = gaya uplift total

$\sum H$ = total selisih gaya horizontal (karena beban aktif dan pasif)

c. Kontrol Tegangan Tanah

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{\sum Mtahan - \sum MGuling}{\sum V} \right)$$

$$\sigma_{maks} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \leq \sigma_{ijin}, \text{ dan}$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) > 0$$

Dimana :

σ_{maks} = tegangan tanah maksimal yang timbul

σ_{min} = tegangan tanah minimal yang timbul

$\sum V$ = gaya vertikal total

B = lebar pondasi

e = eksentrisitas

σ = tegangan tanah yang diijinkan

6.5.1. Pengkondisian

Dalam perhitungan stabilitas *spillway morning glory*, akan ditinjau dalam 6 kondisi, yaitu :

- a) Kondisi 1
Bendungan dalam keadaan kosong setelah pelaksanaan, tanpa gempa
- b) Kondisi 2
Bendungan dalam keadaan kosong setelah pelaksanaan, ada gempa
- c) Kondisi 3
Bendungan dalam keadaan air normal, bangunan pelimpah kosong, tanpa gempa
- d) Kondisi 4
Bendungan dalam keadaan air normal, bangunan pelimpah kosong, ada gempa
- e) Kondisi 5
Bendungan dalam keadaan air banjir, terdapat aliran dalam bangunan *spillway*, tanpa gempa
- f) Kondisi 6
Bendungan dalam keadaan air banjir, terdapat aliran dalam bangunan *spillway*, ada gempa

6.5.2. Perhitungan Stabilitas *Spillway* Pada Kondisi 1

- a. Kondisi Pembebanan
Pada kondisi satu kondisi pembebanan yang terjadi adalah beban berat sendiri konstruksi. Yang diperhitungkan sebagai beban terpusat dengan arah vertikal kebawah

Tabel 6.10. Kondisi Pembebanan Berat Sendiri

Ket Notasi	Gaya t	Arah Gaya t	Gaya H t	Gaya V t	Jarak Ke titik 2	Momen tm	M Guling tm	M Tahan tm
G1	9,05	↓		9,05	11,47	103,78		103,78
G2	148,84	↓		148,84	9,96	1482,41		1482,41
G3	150,72	↓		150,72	8,60	1296,19		1296,19
G4	143,50	↓		143,50	8,60	1234,07		1234,07
G5	218,34	↓		218,34	10,27	2242,39		2242,39
G6	31,64	↓		31,64	6,40	202,51		202,51
Ea	50,30	→	50,30		5,16	259,52	259,52	
	702,09		50,30	702,09			259,52	6561,34

(sumber : hasil perhitungan)

b. Analisa Stabilitas Bangunan

▪ Kontrol Guling

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq SF$$

$$\frac{6561,34}{259,52} \geq 1,5$$

$$25,28 > 1,5 \quad (\text{OK})$$

▪ Kontrol Geser

$$\frac{(\sum G - \sum U) \cdot f}{\sum H} \geq 1,2$$

$$\frac{(702,09 - 0) \cdot tg40}{50,3} \geq 1,2$$

$$11,71 > 1,2 \quad (\text{OK})$$

▪ Kontrol Tegangan Tanah

Sebelum menghitung bahaya penurunan terlebih dahulu harus menghitung tegangan tanah yang telah didapat dari data penelitian. Sebagai mana rumusnya :

$$\begin{aligned}
 q_{ult} &= c \times Nc + \gamma \times D_f \times Nq + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N\gamma \\
 &= 1,8 \times 95,6 + 1,78 \times 11,8 \times 81,2 + \frac{1}{2} \times 1,78 \\
 &\quad \times 12,8 \times 114 \\
 &= 3176,29 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\sigma_t = \frac{q_{ult}}{SF} = \frac{3176,29}{3} = 1058,76 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned}
 e &= \left(\frac{\sum Mtahan - \sum MGuling}{\sum V} \right) - \frac{B}{2} \\
 &= \left(\frac{6561,34 - 259,52}{259,52} \right) - \frac{12,8}{2} = 2,58
 \end{aligned}$$

Kemudian untuk menghitung nilai keamanan bangunan terhadap bahaya penurunan bangunan adalah dengan rumus :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\max} &= \frac{\sum V}{B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{702,09}{12,8} \times \left(1 + \frac{6 \times 2,58}{12,8} \right) = 121,08 \text{ t} \\
 \sigma_{\min} &= \frac{\sum V}{B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{702,09}{12,8} \times \left(1 - \frac{6 \times 2,58}{12,8} \right) = 11,38 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai $\sigma_{\max} = 121,08 \text{ t} \leq \sigma_t = 1058,76 \text{ t}$ dan $\sigma_{\min} = 11,38 \text{ t} \geq 0$ maka bangunan telah aman dari bahaya penurunan tanah. Dari semua nilai kestabilan dimensi yang telah direncanakan berada pada angka aman. Jadi dimensi bangunan yang telah direncanakan dapat dilaksanakan tanpa adanya bahaya pergulingan, pergeseran, dan penurunan bangunan.

6.5.3. Perhitungan Stabilitas *Spillway* Pada Kondisi 2

a. Kondisi Pembebanan

- Berat Sendiri
Berat sendiri konstruksi sebagai beban terpusat vertikal ke bawah
- Gaya Gempa
Dengan menggunakan koefisien gempa

Tabel 6.11. Kondisi 2 Pembebanan

Ket Notasi	Gaya t	Arah Gaya t	Koef. Gempa	Gaya H t	Gaya V t	Jarak Ke titik 2	Momen tm	M Guling tm	M Tahan tm
G1	9,05	↓			9,05	11,47	103,78		103,78
G2	148,84	↓			148,84	9,96	1482,41		1482,41
G3	150,72	↓			150,72	8,60	1296,19		1296,19
G4	143,50	↓			143,50	8,60	1234,07		1234,07
G5	218,34	↓			218,34	10,27	2242,39		2242,39
G6	31,64	↓			31,64	6,40	202,51		202,51
K1	9,05	→	0,069	0,62		32,50	20,22	20,22	
K2	148,84	→	0,069	10,23		29,63	303,19	303,19	
K3	150,72	→	0,069	10,36		19,65	203,61	203,61	
K4	143,50	→	0,069	9,87		5,22	51,50	51,50	
K5	218,34	→	0,069	15,01		5,16	77,46	77,46	
K6	31,64	→	0,069	2,18		0,80	1,74	1,74	
K1 pasif	9,05	←	0,069	0,62		32,50	20,22		20,22
K2 pasif	148,84	←	0,069	10,23		29,63	303,19		303,19
K3 pasif	150,72	←	0,069	10,36		19,65	203,61		203,61
K4 pasif	143,50	←	0,069	9,87		5,22	51,50		51,50
K5 pasif	218,34	←	0,069	15,01		5,16	77,46		77,46
K6 pasif	31,64	←	0,069	2,18		0,80	1,74		1,74
Ea	50,30	→	0,069	3,46		5,16	17,84	17,84	
	2156,55			99,995	702,09			675,56	7219,06

(sumber : hasil perhitungan)

b. Analisa Stabilitas Bangunan

▪ Kontrol Guling

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq SF$$

$$\frac{7219,06}{675,56} \geq 1,5$$

$$10,69 > 1,5 \quad (\text{OK})$$

▪ Kontrol Geser

$$\frac{(\sum G - \sum U) \cdot f}{\sum H} \geq 1,2$$

$$\frac{(702,09 - 0) \cdot \text{tg}40}{3,46} \geq 1,2$$

$$170,37 > 1,2 \quad (\text{OK})$$

▪ Kontrol Tegangan Tanah

Sebelum menghitung bahaya penurunan terlebih dahulu harus menghitung tegangan tanah yang telah didapat dari data penelitian. Sebagai mana rumusnya :

$$\begin{aligned} q_{ult} &= c \times N_c + \gamma \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_\gamma \\ &= 1,8 \times 95,6 + 1,78 \times 11,8 \times 81,2 + \frac{1}{2} \times 1,78 \\ &\quad \times 12,8 \times 114 \\ &= 3176,29 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\sigma_t = \frac{q_{ut}}{SF} = \frac{3176,29}{3} = 1058,76 \text{ tm}$$

$$e = \left(\frac{\sum Mtahan - \sum MGuling}{\sum V} \right) - \frac{B}{2}$$

$$= \left(\frac{7219,06 - 675,56}{702,987} \right) - \frac{12,8}{2} = 2,92$$

Kemudian untuk menghitung nilai keamanan bangunan terhadap bahaya penurunan bangunan adalah dengan rumus :

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{702,09}{12,8} \times \left(1 + \frac{6 \times 2,92}{12,8} \right) = 129,93 \text{ t}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{702,09}{12,8} \times \left(1 - \frac{6 \times 2,92}{12,8} \right) = 20,23 \text{ t}$$

Sehingga nilai $\sigma_{\max} = 129,93 \text{ t} \leq \sigma_t = 1058,76 \text{ t}$ dan $\sigma_{\min} = 20,23 \text{ t} \geq 0$ maka bangunan telah aman dari bahaya penurunan tanah. Dari semua nilai kestabilan dimensi yang telah direncanakan berada pada angka aman. Jadi dimensi bangunan yang telah direncanakan dapat dilaksanakan tanpa adanya bahaya pergulingan, pergeseran, dan penurunan bangunan.

6.5.4. Perhitungan Stabilitas *Spillway* Pada Kondisi 3

a. Kondisi Pembebanan

▪ Berat Sendiri

Berat sendiri konstruksi sebagai beban terpusat vertikal ke bawah

▪ Air

Bangunan diperhitungkan menerima gaya hidrostatik dari air pada ketinggian muka air normal dengan arah horisontal dan tekanan uplift vertikal ke atas

▪ Tekanan Tanah Lateral

Bangunan diasumsikan menerima tekanan tanah lateral dari tanah sekitarnya

Tabel 6.12. Kondisi 3 Pembebanan

Ket Notasi	Gaya t	Arah Gaya t	Gaya H t	Gaya V t	Jarak Ke titik 2	Momen tm	M Guling tm	M Tahan tm
G1	9,05	↓		9,05	11,47	103,78		103,78
G2	148,84	↓		148,84	9,96	1482,41		1482,41
G3	150,72	↓		150,72	8,60	1296,19		1296,19
G4	143,50	↓		143,50	8,60	1234,07		1234,07
G5	218,34	↓		218,34	10,27	2242,39		2242,39
G6	31,64	↓		31,64	6,40	202,51		202,51
Ea	50,30	→	50,30		5,16	259,52	259,52	
P1	194,05	→	194,05		18,37	3563,96	3563,96	
P2	123,92	→	123,92		5,90	731,15	731,15	
P3	232,46	→	232,46		3,93	914,34	914,34	
Ps	1,96	→	1,96		14,70	28,78	28,78	
P1 Pasif	194,05	←	194,05		18,37	3563,96		3563,96
P2 Pasif	123,92	←	123,92		5,90	731,15		731,15
P3 Pasif	232,46	←	232,46		3,93	914,34		914,34
Ps Pasif	1,96	←	1,96		14,70	28,78		28,78
Uplift	86,72	↑		86,72	7,39	641,12	641,12	
	1943,87		1155,07	788,81			6138,87	11799,57

(sumber : hasil perhitungan)

b. Analisa Stabilitas Bangunan

▪ Kontrol Guling

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq SF$$

$$\frac{11799,57}{6138,87} \geq 1,5$$

$$1,92 > 1,5 \quad (\text{OK})$$

▪ Kontrol Geser

$$\frac{(\sum G - \sum U) \cdot f}{\sum H} \geq 1,2$$

$$\frac{(702,09 - 86,72) \cdot \text{tg}40}{(602,68 - 552,39)} \geq 1,2$$

$$11,71 > 1,2 \quad (\text{OK})$$

▪ Kontrol Tegangan Tanah

Sebelum menghitung bahaya penurunan terlebih dahulu harus menghitung tegangan tanah yang telah didapat dari data penelitian. Sebagai mana rumusnya :

$$q_{ult} = c \times Nc + \gamma \times D_f \times Nq + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N\gamma$$

$$= 1,8 \times 95,6 + 1,78 \times 11,8 \times 81,2 + \frac{1}{2} \times 1,78$$

$$\times 12,8 \times 114$$

$$= 3176,29 \text{ tm}$$

$$\sigma_t = \frac{q_{ult}}{SF} = \frac{3176,29}{3} = 1058,76 \text{ tm}$$

$$e = \left(\frac{\sum Mtahan - \sum MGuling}{\sum V} \right) - \frac{B}{2}$$

$$= \left(\frac{11799,57 - 6138,87}{788,81 - 86,72} \right) - \frac{12,8}{2} = 1,66$$

Kemudian untuk menghitung nilai keamanan bangunan terhadap bahaya penurunan bangunan adalah dengan rumus :

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{702,09}{12,8} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,66}{12,8}\right) = 97,60 \text{ t}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{702,09}{12,8} \times \left(1 - \frac{6 \times 1,66}{12,8}\right) = 12,10 \text{ t}$$

Sehingga nilai $\sigma_{\max} = 97,60 \text{ t} \leq \sigma_t = 1058,76 \text{ t}$ dan $\sigma_{\min} = 12,10 \text{ t} \geq 0$ maka bangunan telah aman dari bahaya penurunan tanah. Dari semua nilai kestabilan dimensi yang telah direncanakan berada pada angka aman. Jadi dimensi bangunan yang telah direncanakan dapat dilaksanakan tanpa adanya bahaya pergulingan, pergeseran, dan penurunan bangunan.

6.5.5. Perhitungan Stabilitas *Spillway* Pada Kondisi 4

- a. Kondisi Pembebanan
 - Berat Sendiri
Berat sendiri konstruksi sebagai beban terpusat vertikal ke bawah
 - Air
Bangunan diperhitungkan menerima gaya hidrostatis dan hidrodinamis dari air pada ketinggian muka air normal dengan arah horisontal dan tekanan uplift vertikal ke atas
 - Tekanan Tanah Lateral
Bangunan diasumsikan menerima tekanan tanah lateral dari tanah sekitarnya
 - Gaya Gempa
Dengan menggunakan koefisien gempa

Tabel 6.13. Kondisi 4 Pembebanan

Ket Notasi	Gaya t	Arah Gaya t	Koef. Gempa	Gaya H t	Gaya V t	Jarak Ke titik 2	Momen tm	M Guling tm	M Tahan tm
G1	9,05	↓			9,05	11,47	103,78		103,78
G2	148,84	↓			148,84	9,96	1482,41		1482,41
G3	150,72	↓			150,72	8,60	1296,19		1296,19
G4	143,50	↓			143,50	8,60	1234,07		1234,07
G5	218,34	↓			218,34	10,27	2242,39		2242,39
G6	31,64	↓			31,64	6,40	202,51		202,51
K1	9,05	→	0,069	0,62		32,50	20,22	20,22	20,22
K2	148,84	→	0,069	10,23		29,63	303,19	303,19	
K3	150,72	→	0,069	10,36		19,65	203,61	203,61	
K4	143,50	→	0,069	9,87		5,22	51,50	51,50	
K5	218,34	→	0,069	15,01		5,16	77,46	77,46	
K6	31,64	→	0,069	2,18		0,80	1,74	1,74	
K1 pasif	9,05	←	0,069	0,62		32,50	20,22		20,22
K2 pasif	148,84	←	0,069	10,23		29,63	303,19		303,19
K3 pasif	150,72	←	0,069	10,36		19,65	203,61		203,61
K4 pasif	143,50	←	0,069	9,87		5,22	51,50		51,50
K5 pasif	218,34	←	0,069	15,01		5,16	77,46		77,46
K6 pasif	31,64	←	0,069	2,18		0,80	1,74		1,74
Ea	50,30	→	0,069	3,46		5,16	17,84	17,84	
P1	194,05	→		194,05		18,37	3563,96	3563,96	
P2	123,92	→		123,92		5,90	731,15	731,15	
P3	232,46	→		232,46		3,93	914,34	914,34	
Ps	1,96	→		1,96		14,70	28,78	28,78	
P1 pasif	194,05	←		194,05		18,37	3563,96		3563,96
P2 pasif	123,92	←		123,92		5,90	731,15		731,15
P3 pasif	232,46	←		232,46		3,93	914,34		914,34
Ps pasif	1,96	←		1,96		14,70	28,78		28,78
Hd	0,79	→		0,79		18,37	14,51	14,51	
Hd pasif	0,79	←		0,79		18,37	14,51		14,51
Uplift	86,72	↑			86,72	7,39	641,12	641,12	
	3349,63			1206,35	788,81			6569,41	12492,01

(sumber : hasil perhitungan)

b. Analisa Stabilitas Bangunan

- Kontrol Guling

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq SF$$

$$\frac{12492,01}{6569,41} \geq 1,5$$

$$1,90 > 1,5 \quad (\text{OK})$$

- Kontrol Geser

$$\frac{(\sum G - \sum U) \cdot f}{\sum H} \geq 1,2$$

$$\frac{(788,81 - 86,72) \cdot tg40}{(604,90 - 601,44)} \geq 1,2$$

$$170,37 > 1,2 \quad (\text{OK})$$

- Kontrol Tegangan Tanah

Sebelum menghitung bahaya penurunan terlebih dahulu harus menghitung tegangan tanah yang telah didapat dari data penelitian. Sebagai mana rumusnya :

$$\begin{aligned} q_{ult} &= c \times Nc + \gamma \times D_f \times Nq + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N\gamma \\ &= 1,8 \times 95,6 + 1,78 \times 11,8 \times 81,2 + \frac{1}{2} \times 1,78 \\ &\quad \times 12,8 \times 114 \\ &= 3176,29 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\sigma_t = \frac{q_{ut}}{SF} = \frac{3176,29}{3} = 1058,76 \text{ tm}$$

$$e = \left(\frac{\sum Mtahan - \sum MGuling}{\sum V} \right) - \frac{B}{2}$$

$$= \left(\frac{12492,01 - 6569,41}{788,81 - 86,72} \right) - \frac{12,8}{2} = 1,11$$

Kemudian untuk menghitung nilai keamanan bangunan terhadap bahaya penurunan bangunan adalah dengan rumus :

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{702,09}{12,8} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,11}{12,8} \right) = 86,88 \text{ t}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{702,09}{12,8} \times \left(1 - \frac{6 \times 1,11}{12,8} \right) = 22,82 \text{ t}$$

Sehingga nilai $\sigma_{\max} = 83,35 \text{ t} \leq \sigma_t = 1058,76 \text{ t}$ dan $\sigma_{\min} = 26,35 \text{ t} \geq 0$ maka bangunan telah aman dari bahaya penurunan tanah. Dari semua nilai kestabilan dimensi yang telah direncanakan berada pada angka aman. Jadi dimensi bangunan yang telah direncanakan dapat dilaksanakan tanpa adanya bahaya pergulingan, pergeseran, dan penurunan bangunan.

6.5.6. Perhitungan Stabilitas *Spillway* Pada Kondisi 5

- a. Kondisi Pembebanan
 - Berat Sendiri
Berat sendiri konstruksi sebagai beban terpusat vertikal ke bawah
 - Air
Bangunan diperhitungkan menerima gaya hidrostatik dari air pada ketinggian muka air banjir dengan arah

horisontal dan berat air sebagai beban vertikal serta tekanan uplift dengan vertikal ke atas

- Tekanan Tanah Lateral
Bangunan diasumsikan menerima tekanan tanah lateral dari tanah sekitarnya

Tabel 6.14. Kondisi 5 Pembebanan

Ket Notasi	Gaya t	Arah Gaya t	Gaya H t	Gaya V t	Jarak Ke titik 2	Momen tm	M Guling tm	M Tahan tm
G1	9,05	↓		9,05	11,47	103,78		103,78
G2	148,84	↓		148,84	9,96	1482,41		1482,41
G3	150,72	↓		150,72	8,60	1296,19		1296,19
G4	143,50	↓		143,50	8,60	1234,07		1234,07
G5	218,34	↓		218,34	10,27	2242,39		2242,39
G6	31,64	↓		31,64	6,40	202,51		202,51
Wair	2,00	↓		2,00	20,70	41,40		41,40
Ea	50,30	→	50,30		5,16	259,52	259,52	
P1	220,50	→	220,50		18,80	4145,40	4145,40	
P2	123,92	→	123,92		5,90	731,15	731,15	
P3	247,80	→	247,80		3,93	974,68	974,68	
P1 pasif	220,50	←	220,50		18,80	4145,40		4145,40
P2 pasif	123,92	←	123,92		5,90	731,15		731,15
P3 pasif	247,80	←	247,80		3,93	974,68		974,68
Ps	1,96	→	1,96		14,70	28,78	28,78	
Ps pasif	1,96	←	1,96		14,70	28,78		28,78
Uplift	90,88	↑		90,88	7,39	671,88	671,88	
	2033,62		1236,70	794,97			6811,40	12482,75

(sumber : hasil perhitungan)

b. Analisa Stabilitas Bangunan

- Kontrol Guling

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq SF$$

$$\frac{12482,75}{6811,4} \geq 1,5$$

$$1,83 > 1,5 \quad (\text{OK})$$

- Kontrol Geser

$$\frac{(\sum G - \sum U) \cdot f}{\sum H} \geq 1,2$$

$$\frac{(794,97 - 90,88) \cdot tg40}{(644,48 - 594,18)} \geq 1,2$$

$$11,75 > 1,2 \quad (\text{OK})$$

- Kontrol Tegangan Tanah

Sebelum menghitung bahaya penurunan terlebih dahulu harus menghitung tegangan tanah yang telah didapat dari data penelitian. Sebagai mana rumusnya :

$$\begin{aligned} q_{ult} &= c \times Nc + \gamma \times D_f \times Nq + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N\gamma \\ &= 1,8 \times 95,6 + 1,78 \times 11,8 \times 81,2 + \frac{1}{2} \times 1,78 \\ &\quad \times 12,8 \times 114 \\ &= 3176,29 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\sigma_t = \frac{q_{ult}}{SF} = \frac{3176,29}{3} = 1058,76 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} e &= \left(\frac{\sum Mtahan - \sum MGuling}{\sum V} \right) - \frac{B}{2} \\ &= \left(\frac{12482,75 - 6811,4}{794,97 - 90,88} \right) - \frac{12,8}{2} = 1,65 \end{aligned}$$

Kemudian untuk menghitung nilai keamanan bangunan terhadap bahaya penurunan bangunan adalah dengan rumus :

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{704,09}{12,8} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,65}{12,8}\right) = 97,68 \text{ t}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{704,09}{12,8} \times \left(1 - \frac{6 \times 1,65}{12,8}\right) = 12,34 \text{ t}$$

Sehingga nilai $\sigma_{\max} = 97,68 \text{ t} \leq \sigma_t = 1058,76 \text{ t}$ dan $\sigma_{\min} = 12,34 \text{ t} \geq 0$ maka bangunan telah aman dari bahaya penurunan tanah. Dari semua nilai kestabilan dimensi yang telah direncanakan berada pada angka aman. Jadi dimensi bangunan yang telah direncanakan dapat dilaksanakan tanpa adanya bahaya pergulingan, pergeseran, dan penurunan bangunan.

6.5.6. Perhitungan Stabilitas *Spillway* Pada Kondisi 6

a. Kondisi Pembebanan

- Berat Sendiri

Berat sendiri konstruksi sebagai beban terpusat vertikal ke bawah

- Air

Bangunan diperhitungkan menerima gaya hidrostatis dan hidrodinamis dari air pada ketinggian muka air banjir dengan arah horisontal dan berat air sebagai beban vertikal serta tekanan uplift dengan vertikal ke atas

- Tekanan Tanah Lateral

Bangunan diasumsikan menerima tekanan tanah lateral dari tanah sekitarnya

- Gaya Gempa

Dengan menggunakan koefisien gempa

Tabel 6.15. Kondisi 6 Pembebanan

Ket Notasi	Gaya t	Arah Gaya t	Koef. Gempa	Gaya H t	Gaya V t	Jarak Ke titik 2	Momen tm	M Guling tm	M Tahan tm
G1	9,05	↓			9,05	11,47	103,78		103,78
G2	148,84	↓			148,84	9,96	1482,41		1482,41
G3	150,72	↓			150,72	8,60	1296,19		1296,19
G4	143,50	↓			143,50	8,60	1234,07		1234,07
G5	218,34	↓			218,34	10,27	2242,39		2242,39
G6	31,64	↓			31,64	6,40	202,51		202,51
K1	9,05	→	0,069	0,62		32,50	20,22	20,22	
K2	148,84	→	0,069	10,23		29,63	303,19	303,19	
K3	150,72	→	0,069	10,36		19,65	203,61	203,61	
K4	143,50	→	0,069	9,87		5,22	51,50	51,50	
K5	218,34	→	0,069	15,01		5,16	77,46	77,46	
K6	31,64	→	0,069	2,18		0,80	1,74	1,74	
K1 pasif	9,05	←	0,069	0,62		32,50	20,22		20,22
K2 pasif	148,84	←	0,069	10,23		29,63	303,19		303,19
K3 pasif	150,72	←	0,069	10,36		19,65	203,61		203,61
K4 pasif	143,50	←	0,069	9,87		5,22	51,50		51,50
K5 pasif	218,34	←	0,069	15,01		5,16	77,46		77,46
K6 pasif	31,64	←	0,069	2,18		0,80	1,74		1,74
Wair	2,00	↓			2,00	20,70	41,40		41,40
Ea	50,30	→	0,069	3,46		5,16	17,84	17,84	
P1	194,05	→		220,50		18,80	4145,40	4145,40	
P2	123,92	→		123,92		5,90	731,15	731,15	
P3	232,46	→		247,80		3,93	974,68	974,68	
P1 pasif	194,05	←		194,05		18,80	3648,05		3648,05
P2 pasif	123,92	←		123,92		5,90	731,15		731,15
P3 pasif	232,46	←		232,46		3,93	914,34		914,34
Ps	1,96	→		1,96		14,70	28,78	28,78	
Ps pasif	1,96	←		1,96		14,70	28,78		28,78
Hd	0,84	→		0,84		18,80	15,83	15,83	
Hd pasif	0,84	←		0,84		18,80	15,83		15,83
Uplift	90,88	↑			90,88	7,39	671,88	671,88	
	3355,89			1248,25	794,97			7243,27	12618,82

(sumber : hasil perhitungan)

b. Analisa Stabilitas Bangunan

▪ Kontrol Guling

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq SF$$

$$\frac{12618,82}{7243,27} \geq 1,5$$

$$1,74 > 1,5 \quad (\text{OK})$$

▪ Kontrol Geser

$$\frac{(\sum G - \sum U) \cdot f}{\sum H} \geq 1,2$$

$$\frac{(790,81 - 90,88) \cdot \text{tg}40}{(646,75 - 601,50)} \geq 1,2$$

$$13,09 > 1,2 \quad (\text{OK})$$

▪ Kontrol Tegangan Tanah

Sebelum menghitung bahaya penurunan terlebih dahulu harus menghitung tegangan tanah yang telah didapat dari data penelitian. Sebagai mana rumusnya :

$$\begin{aligned} q_{ult} &= c \times N_c + \gamma \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_\gamma \\ &= 1,8 \times 95,6 + 1,78 \times 11,8 \times 81,2 + \frac{1}{2} \times 1,78 \\ &\quad \times 12,8 \times 114 \\ &= 3176,29 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\sigma_t = \frac{q_{ut}}{\text{SF}} = \frac{3176,29}{3} = 1058,76 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} e &= \left(\frac{\sum Mtahan - \sum MGuling}{\sum V} \right) - \frac{B}{2} \\ &= \left(\frac{12618,82 - 7243,27}{790,81 - 90,88} \right) - \frac{12,8}{2} = 1,23 \end{aligned}$$

Kemudian untuk menghitung nilai keamanan bangunan terhadap bahaya penurunan bangunan adalah dengan rumus :

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{704,09}{12,8} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,23}{12,8}\right) = 98,05 \text{ t}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{704,09}{12,8} \times \left(1 - \frac{6 \times 1,23}{12,8}\right) = 26,16 \text{ t}$$

Sehingga nilai $\sigma_{\max} = 98,05 \text{ t} \leq \sigma_t = 1058,76 \text{ t}$ dan $\sigma_{\min} = 26,16 \text{ t} \geq 0$ maka bangunan telah aman dari bahaya penurunan tanah. Dari semua nilai kestabilan dimensi yang telah direncanakan berada pada angka aman. Jadi dimensi bangunan yang telah direncanakan dapat dilaksanakan tanpa adanya bahaya pergulingan, pergeseran, dan penurunan bangunan.

6.5.7. Rekapitulasi Stabilitas *Spillway*

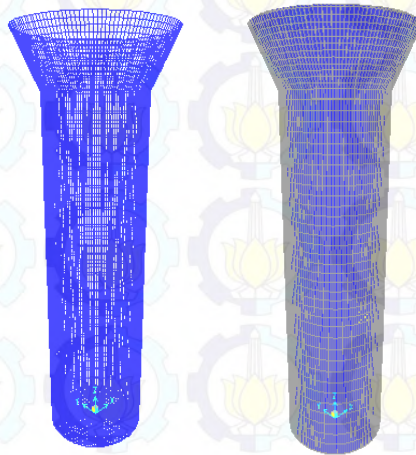
Berikut pada tabel 6.16 adalah hasil perhitungan stabilitas *spillway* dari semua parameter uji seperti di bawah ini :

Tabel 6.16. Rekapitulasi stabilitas *spillway*

Kontrol	Dalam Keadaan Kosong		Syarat	Setinggi Mercu		Syarat	Setinggi Air Banjir		Syarat	Ket
	Kondisi 1	Kondisi 2		Kondisi 3	Kondisi 4		Kondisi 5	Kondisi 6		
Kontrol guling	25,28	10,69	$\geq 1,5$	1,92	1,90	$\geq 1,5$	1,55	1,74	$\geq 1,5$	OK
Kontrol geser	11,71	170,37	$\geq 1,2$	11,71	170,37	$\geq 1,2$	2,50	13,06	$\geq 1,2$	OK
σ_{\max}	121,08	129,93	$\leq 1058,76$	97,60	83,35	$\leq 1058,76$	4,26	98,05	$\leq 1058,76$	OK
σ_{\min}	11,38	20,23	> 0	12,10	26,35	> 0	12,88	26,16	> 0	OK

6.6 Pemodelan Struktur

Analisis struktur bangunan pelimpah ini dilakukan dengan menggunakan pemodelan struktur 3D dengan bantuan software SAP2000 versi 14.2.2. Pelat dinding dimodelkan sebagai elemen shell. Dari hasil analisis struktur juga akan diperoleh besarnya tegangan dan gaya-gaya dalam yang terjadi pada elemen shell yang akan digunakan untuk mendesain tulangan pelat dinding. Tulangan beton juga dapat didesain dengan bantuan *software* SAP2000. Dimana model konstruksi dari bangunan pelimpah memiliki tebal pelat 40 cm.



Gambar 6.8 Permodelan Pelimpah *Morning Glory* 3D dengan SAP2000

a. Kombinasi Pembebanan

Dalam permodelan pada SAP2000, kombinasi pembebanan untuk struktur pelimpah sendiri terdiri dari beban terfaktor (ultimit) sesuai dengan persyaratan SNI 03-2847-2013. Berikut adalah kombinasi beban pada permodelan :

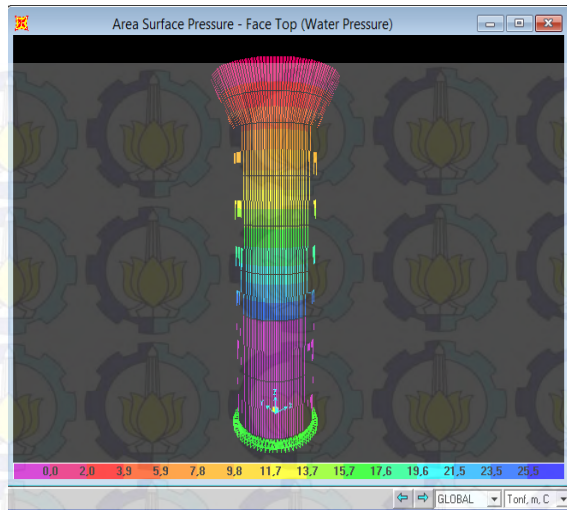
$$U = 1,2 DL + 1 E$$

ket : - DL = Dead Load
 - E = Earthquake

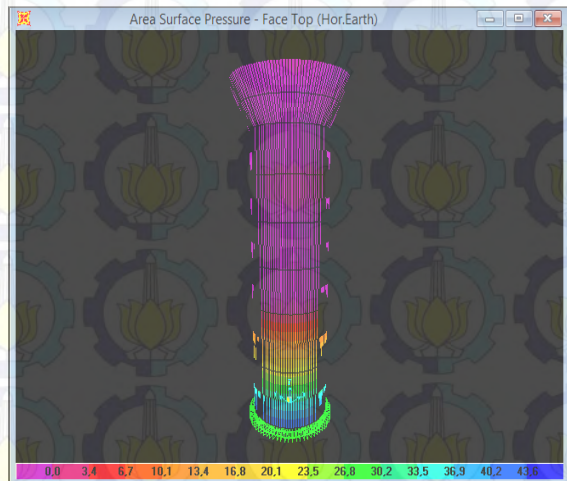
b. Beban Yang Bekerja (Beban Lateral / Horisontal)

Perhitungan beban yang digunakan adalah perhitungan beban pada kondisi 6 pada perhitungan sebelumnya. Karena beban yang terjadi pada kondisi 6 adalah kondisi semua beban horisontal bekerja. Perhitungan pembebanan sudah dibahas pada perhitungan sebelumnya pada sub bab perhitungan stabilitas *spillway* pada kondisi 6.

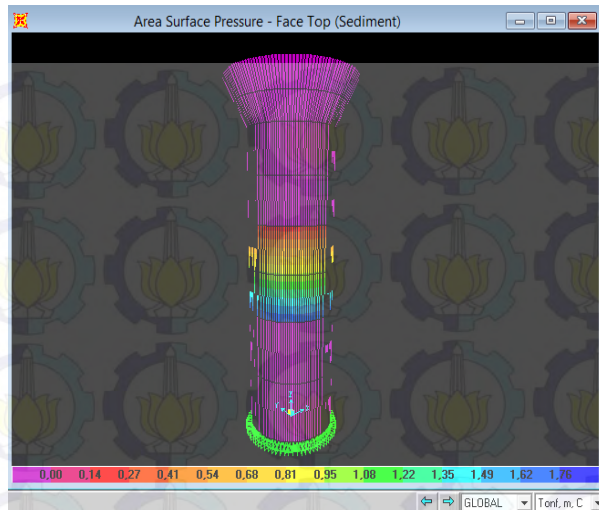
Hasil perhitungan beban statis dan dinamis lateral pelimpah diinputkan kedalam permodelan. Pada permodelan SAP2000 beban lateral diinputkan sebagai beban *surface pressure* karena bebannya yang merata yang menekan pada dinding dengan arah lateral/horisontal. Hasil input dapat dilihat pada gambar-gambar yang akan ditunjukkan selanjutnya.



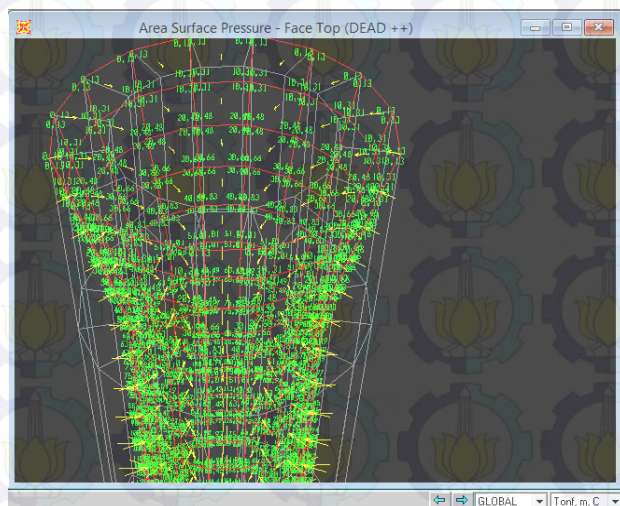
Gambar 6.9 Hasil input *water surface* pembebanan stuktur bangunan pelimpah *morning glory*



Gambar 6.10 Hasil input tekanan tanah pembebanan stuktur bangunan pelimpah *morning glory*



Gambar 6.11 Hasil input tekanan sedimen pembebanan stuktur bangunan pelimpah *morning glory*



Gambar 6.12 Nilai & arah input beban

Dapat dilihat pada Gambar 6.9 – 6.11 bahwa beban lateral semakin kebawah semakin besar. Adapun Gambar 6.12 menunjukkan nilai yang *diinputkan* pada permodelan dengan arah beban lateral menekan pada dinding pelimpah yang ditunjukkan oleh anak panah berwarna kuning.

c. Beban Gempa

Untuk memudahkan perencanaan gempa pada struktur pelimpah *morning glory* maka harus diketahui kriteria bangunan tersebut, sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 4.2, sehingga dapat ditinjau jenis analisis gempanya. Sesuai dengan syarat dalam pasal tersebut dapat disimpulkan bahwa bangunan pelimpah ini dikategorikan kedalam struktur bangunan tidak beraturan, sehingga dalam analisisnya menggunakan spektrum respons.

Spektrum respons adalah grafik yang menunjukkan nilai besaran respons struktur dengan periode (waktu getar) tertentu. Perhitungan pengaruh gempa diperhitungkan sebagai gaya yang membebani struktur, maka dalam hal ini respons percepatan yang lebih diperhatikan. Sesuai dengan hukum Newton II disebutkan bahwa gaya adalah massa dikalikan percepatan, maka dengan diketahui percepatan tiap massa, struktur suatu bangunan dapat diperhitungkan besarnya gaya gempa yang membebani bangunan tersebut.

Perhitungan gempa telah dihitung pada sub bab sebelumnya. Selanjutnya adalah memasukkan hasil S_s, S_1, R , dan Site Class kedalam *software* SAP2000 *response spectrum* seperti pada gambar 6.13

Response Spectrum IBC 2006 Function Definition

Function Name : Gempa

Parameters

☐ Ss and S1 from USGS - by Lat./Long.

☐ Ss and S1 from USGS - by Zip Code

☒ Ss and S1 User Specified

Site Latitude (degrees) : ?

Site Longitude (degrees) : ?

Site Zip Code (5-Digits) : ?

0.2 Sec Spectral Accel, Ss : 0,7

1 Sec Spectral Accel, S1 : 0,3

Long-Period Transition Period : 8,

Site Class : C

Site Coefficient, Fa : 1,12

Site Coefficient, Fv : 1,5

Calculated Values for Response Spectrum Curve

SDS = (2/3) * Fa * Ss : 0,5227

SD1 = (2/3) * Fv * S1 : 0,3

Function Damping Ratio : 0,05

Define Function

Period	Acceleration
0,	0,2091
0,1148	0,5227
0,574	0,5227
0,8	0,375
1,	0,3
1,2	0,25
1,4	0,2143
1,6	0,1875
1,8	0,1667

Function Graph

Gambar 6.13 Input Kurva Respons Spektrum pada SAP

d. Arah Pembebanan Gempa

Penjumlahan ragam respons yang disebut dalam SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.3 untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Kombinasi Kuadratik Lengkap (Complete Quadratic Combination atau CQC).

Untuk mensimulasikan arah pengaruh Gempa Rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tersebut dengan efektifitas hanya 30% (SNI – 1726 - 2012 Pasal 7.5.3).

Beban Gempa Dinamis :

- Beban Gempa Respons Spectrum X (Quake X) : 100% untuk arah X dan 30% untuk arah Y
- Beban Gempa Respons Spectrum Y (Quake Y) : 100% untuk arah Y dan 30% untuk arah X

Menurut SNI 03-1726-2012 Pasal 11.1.4 pada respons spektrum gempa rencana yang nilai ordinatnya dikalikan faktor koreksi I/R, di mana I adalah faktor keutamaan, sedangkan R adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan dan dikalikan dengan nilai C yang merupakan percepatan gravitasi.

Perhitungan *scale factor* Beban Gempa Respons Spectrum X (Quake X) :

$$\begin{aligned}
 U1 &= 100\% \times C \times (I/R) \\
 &= 100\% \times 9,81 \times (1,5/8) \\
 &= 1,837 \\
 U2 &= 30\% \times C \times (I/R) \\
 &= 30\% \times 9,81 \times (1,5/8) \\
 &= 0,551
 \end{aligned}$$

Dimana,

- I = 1,5 (Struktur menara, struktur pendukung air)
- R = 8 (Rangka beton bertulang pemikul momen khusus)
- C = 9,81 m/det² (Perecepatan gravitasi)

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Quake X Set Def Name: Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination: ☒ CQC ☐ SRSS ☐ Absolute ☐ GMC ☐ NRC 10 Percent ☐ Double Sum

GMC f1: 1. GMC f2: 0. Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination: ☒ SRSS ☐ CQC3 ☐ Absolute Scale Factor:

Modal Load Case: **Arah X** Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Gempa	1.837
Accel	U2	Gempa	0.551

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Gambar 6.14 Input Respons Spektrum Arah X pada SAP

Perhitungan *scale factor* Beban Gempa Respons Spectrum

Y (EQ Y) :

$$\begin{aligned} U1 &= 30\% \times C \times (I/R) \\ &= 30\% \times 9,81 \times (1,5/8) \\ &= 0,551 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U2 &= 100\% \times C \times (I/R) \\ &= 100\% \times 9,81 \times (1,5/8) \\ &= 1,837 \end{aligned}$$

Dimana,

- I = 1,5 (Struktur menara, struktur pendukung air)
- R = 8 (Rangka beton bertulang pemikul momen khusus)
- C = 9,81 m/det² (Perecepatan gravitasi)

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: **Quake Y** (Arah Y)

Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination:

- ☒ CQC
- ☐ SRSS
- ☐ Absolute
- ☐ GMC
- ☐ NRC 10 Percent
- ☐ Double Sum

 GMC #1: 1.0
 GMC #2: 0.0
 Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- ☒ SRSS
- ☐ CQC3
- ☐ Absolute

 Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Gempa	0.551
Accel	U2	Gempa	1.837

$30\% \times C \times (I/R)$ (points to 0.551)
 $100\% \times C \times (I/R)$ (points to 1.837)

Buttons: Add, Modify, Delete, Show Advanced Load Parameters, Other Parameters, Modal Damping: Constant at 0.05, Modify/Show..., OK, Cancel

Gambar 6.15 Input Respons Spektrum Arah Y pada SAP

6.7 Perencanaan Struktur Dinding *Spillway*

Untuk memudahkan perhitungan penulangan dinding *spillway*, digunakan bantuan program komputer SAP2000 versi 14.2.2. Dari *output* SAP2000 akan didapat luas tulangan (A_{St}) untuk mengetahui diameter dan jarak antar tulangan, dan akan didapat juga gaya-gaya dalam yang bekerja pada dinding *spillway* untuk menghitung diameter dan jarak antar tulangan secara manual.

Output SAP2000 berupa luas tulangan yaitu A_{s2} untuk tulangan horisontal atau tulangan melingkar dan A_{s3} untuk tulangan vertikal. Untuk perhitungan manual sebagai kontrol terhadap luas tulangan (A_s).

Setelah mendapat *output* As2 dan As3 maka dapat dihitung diameter dan jarak antar tulangnya. berikut adalah hasil *output* luas tulangan (As) dari program SAP2000.

- Luas Tulangan Horisontal/Melingkar = 1935 mm
- Luas Tulangan Vertikal = 2043 mm

Dari luas tulangan yang didapat maka diameter tulangan dan jarak antar tulangan dapat ditentukan. Dan untuk diameter minimum dinding *spillway* dapat dilihat pada tabel 6.16

Tabel 6.16 Syarat tebal selimut beton dan diameter minimum tulangan untuk beton cor ditempat

7.7.1 Beton cor setempat (non-prategang)

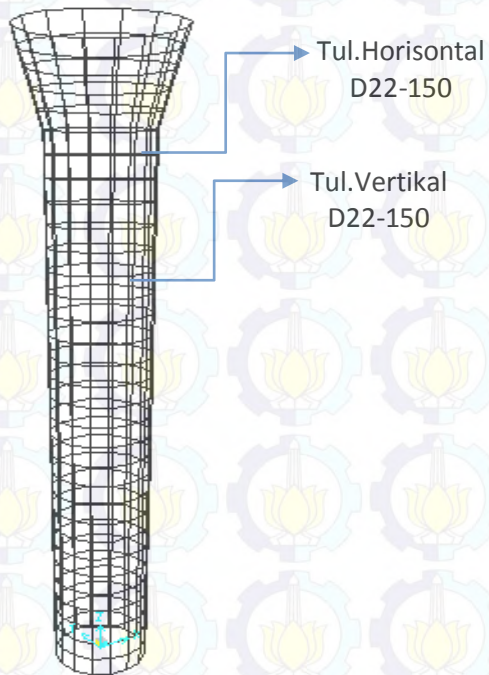
Kecuali jika selimut beton yang lebih besar disyaratkan oleh 7.7.6 atau 7.7.8, selimut yang disyaratkan untuk tulangan tidak boleh kurang dari berikut ini:

	Selimut beton, mm
(a) Beton yang dicor di atas dan selalu berhubungan dengan tanah	75
(b) Beton yang berhubungan dengan tanah atau cuaca:	
Batang tulangan D-19 hingga D-57	50
Batang tulangan D-16, kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil	40
(c) Beton yang tidak berhubungan dengan cuaca atau berhubungan dengan tanah:	
Slab, dinding, balok usuk:	
Batang tulangan D-44 dan D-57	40
Batang tulangan D-36 dan yang lebih kecil	20
Balok, kolom:	
Tulangan utama, pengikat, sengkang, spiral	40
Komponen struktur cangkang, pelat lipat:	
Batang tulangan D-19 dan yang lebih besar	20
Batang tulangan D-16, kawat M-16 ulir atau polos, dan yang lebih kecil	13

(sumber : SNI-2847-2013)

Jadi tulangan yang dipakai adalah:

- Tulangan Horizontal / melingkar
Dipasang tulangan D22-150 mm ($A_{Spasang} = 2534 \text{ mm}^2$)
- Tulangan Vertikal
Dipasang tulangan D22-150 mm ($A_{Spasang} = 2534 \text{ mm}^2$)



Gambar 6.16 Sketsa tulangan horisontal dan vertikal



Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VII PENUTUP

7.1. Pembahasan dan Kesimpulan

7.1.1 Pembahasan

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, terdapat beberapa hal yang perlu digaris bawahi :

Beberapa keuntungan menggunakan *spillway morning glory* dibandingkan dengan *spillway* samping yaitu :

- a. Dari aspek penggunaan lahan

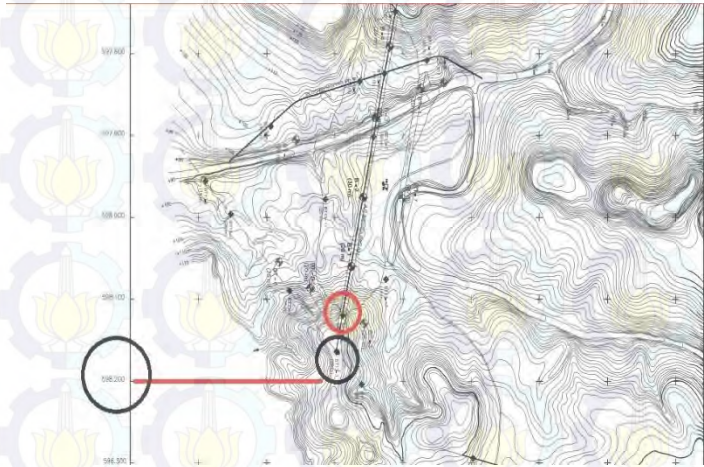
Pada gambar 7.1 adalah gambar rencana existing bangunan *spillway* samping (lingkaran hitam). Pada peta *spillway* samping berada di garis koordinat 598.200 (pada lingkaran merah)



Gambar 7.1. Rencana existing dengan menggunakan *spillway* samping

Sedangkan pada gambar 7.2 adalah gambar perbedaan tanpa menggunakan *spillway* samping. Dimana pada lingkaran berwarna hitam adalah titik letak rencana *spillway* samping. Dan lingkaran berwarna merah adalah

batas ujung rencana penggunaan lahan setelah menggunakan pelimpah *morning glory*.



Gambar 7.2. Penggunaan lahan tanpa *spillway* samping

Maka dapat disimpulkan bahwa penggunaan *spillway morning glory* cocok digunakan pada lahan yang sempit / kecil, dimana tidak memungkinkan untuk menggunakan pelimpah samping.

b. Dari aspek stabilitas

Pada bangunan *spillway morning glory*, pasti stabil, karena gaya-gaya yang terjadi saling meniadakan, selama besar gaya antara gaya-gaya setiap arah yang berlawanan adalah sama.

7.1.2 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan pada bab-bab sebelumnya, maka diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Besarnya debit *outflow* dari hasil penelusuran banjir lewat waduk dengan Q1000 didapat debit keluaran sebesar 125,16 m³/det dengan elevasi muka air diatas pelimpah pada EL.+129,30 m. Serta puncak *spillway* berada pada EL.+128.00 mdpl.
2. Tinggi bangunan *spillway morning glory* 30,5 meter dengan diameter puncak 6 meter dan diameter konduit 4 meter. Sedangkan panjang terowongan konduit adalah 182,70 meter. Dengan ketebalan dinding 0,40 meter dengan fc 30 Mpa.
3. Dari hasil analisis stabilitas dengan pertimbangan beban yang bekerja, maka dapat dikatakan bahwa konstruksi *spillway* aman terhadap bahaya guling, bahaya geser, dan memenuhi syarat terhadap daya dukung tanah dasarnya, baik ditinjau dalam keadaan normal maupun gempa pada kondisi kosong, muka air normal, dan muka air banjir.
4. Tulangan yang dipakai pada bangunan pelimpah adalah D22-150 dengan fy 400 Mpa.

7.1.3. Saran

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan diatas dapat dikatakan bahwa pada dasarnya perencanaan ini telah memenuhi syarat secara teknis. Namun demikian penulis menyarankan perlunya dilakukan pengujian dengan model test agar dapat diketahui karakteristik aliran hidrolis sepanjang *spillway*.



Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR PUSTAKA

Anggrahini, 2005. *Hidrolika Saluran Terbuka*. Surabaya: srikandi

Badan Standarisasi Nasional, 2002. *Tata Cara perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1726-2002*. Jakarta : Standar Nasional Indonesia.

Badan Standarisasi Nasional, 2002. *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SNI 03-2847, 2013*. Jakarta : Standar Nasional Indonesia.

Bradley, J.N. 1952. *“Prototype Behavior of Morning Glory Shaft Spillways”*. Colorado. Denver Office.

Coleman, H. Wayne. Chapter 17. *“Hydraulic Design of Spillway”*, Harza Engineering Company Chicago: Illinois.

Das, Braja M., Endah, Noor, Mochtar, Indrasurya B., *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid 1*, 1985, Erlangga, Jakarta Jaky, (1944).

Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983*. Bandung : Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.

Hadisusanto, Nugroho, (2010). *“Aplikasi Hidrologi”*, Jogja Mediautama, Jogja.

Handbook, Layman's. 1998. *“On How To Develop A Small Hydro Site”*, Uropean Commision.

Kamiana, I Made. 2011. *“Teknik Perhitungan Debit Rencana Bangunan Air”*. Yogyakarta: Graha Ilmu.

SK SNI M-18-1989-F. "*Metode Perhitungan Debit Banjir*". DPU Pengairan.

Soemarto. 1999. "*Hidrologi Teknik*". Jakarta: Erlangga.

Soewarno. 1995. "*Hidrologi (Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data)*". Bandung: Nova.

Sosrodarsono S, Kazuto N. 2000. "*Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*". Jakarta: PT. Pradnya Paramita.

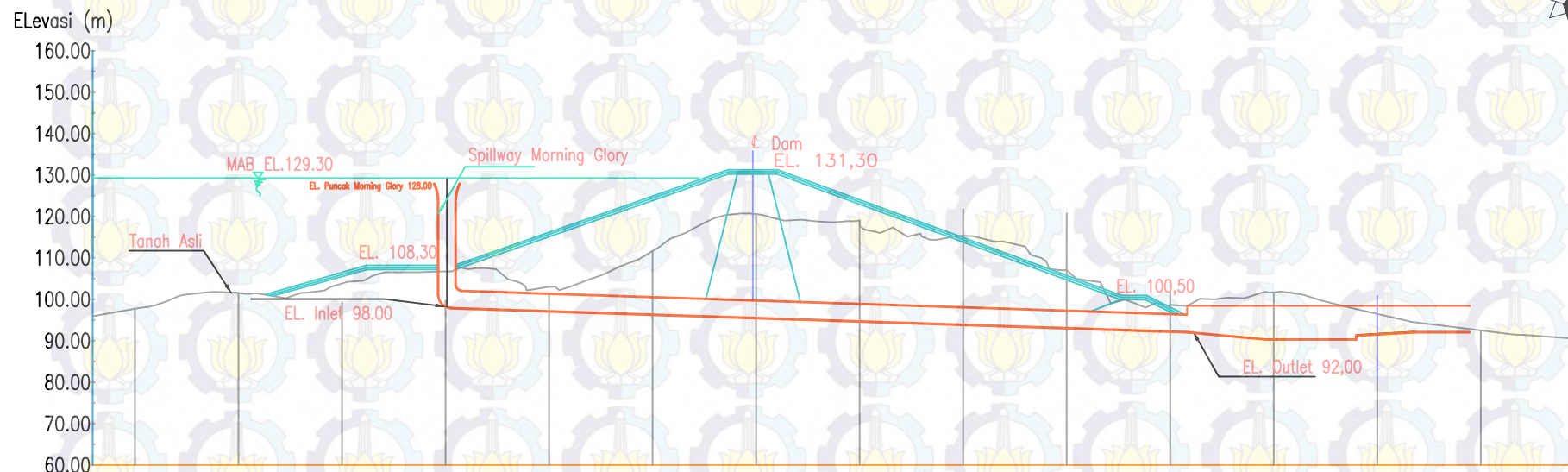
Sosrodarsono, Suyono dan Kensaku Takeda, (2006). "*Hidrologi untuk Pengairan*", Pradnya Paramita, Jakarta.

Sudibyo. 2003. "*Teknik Bendungan*", Jakarta: Pradnya Paramita.

Triatmodjo, Bambang. 2010. "*Hidrologi Terapan*". Yogyakarta: Beta Offset.

USBR, 1987. *Design of Small Dams*, US Government Printing Office.

Vermeyen, Tracy. 1991. "*Morning Glory Spillway Model Beaver Run Dam Pennsylvania*". Colorado. Denfer Office.



JUDUL TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

MAHASISWA

JUDUL GAMBAR

Skala

NO. LEMBAR



PERENCANAAN SPILLWAY MORNING
GLORY PADA BENDUNGAN SEMANTOK
NGANJUK

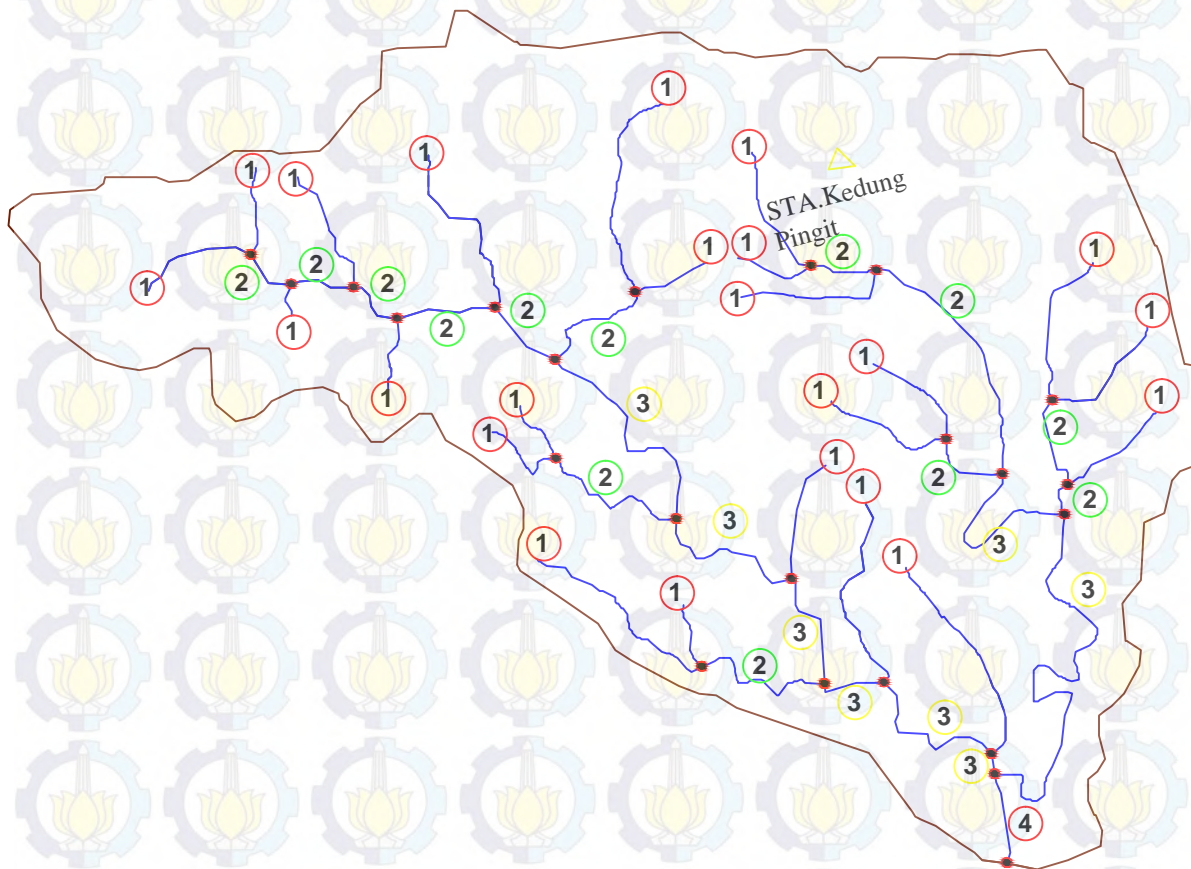
1.Prof.Dr.Ir.Nadjadji Anwar, Msc
2.Danayanti Azmi D.N, ST.MT

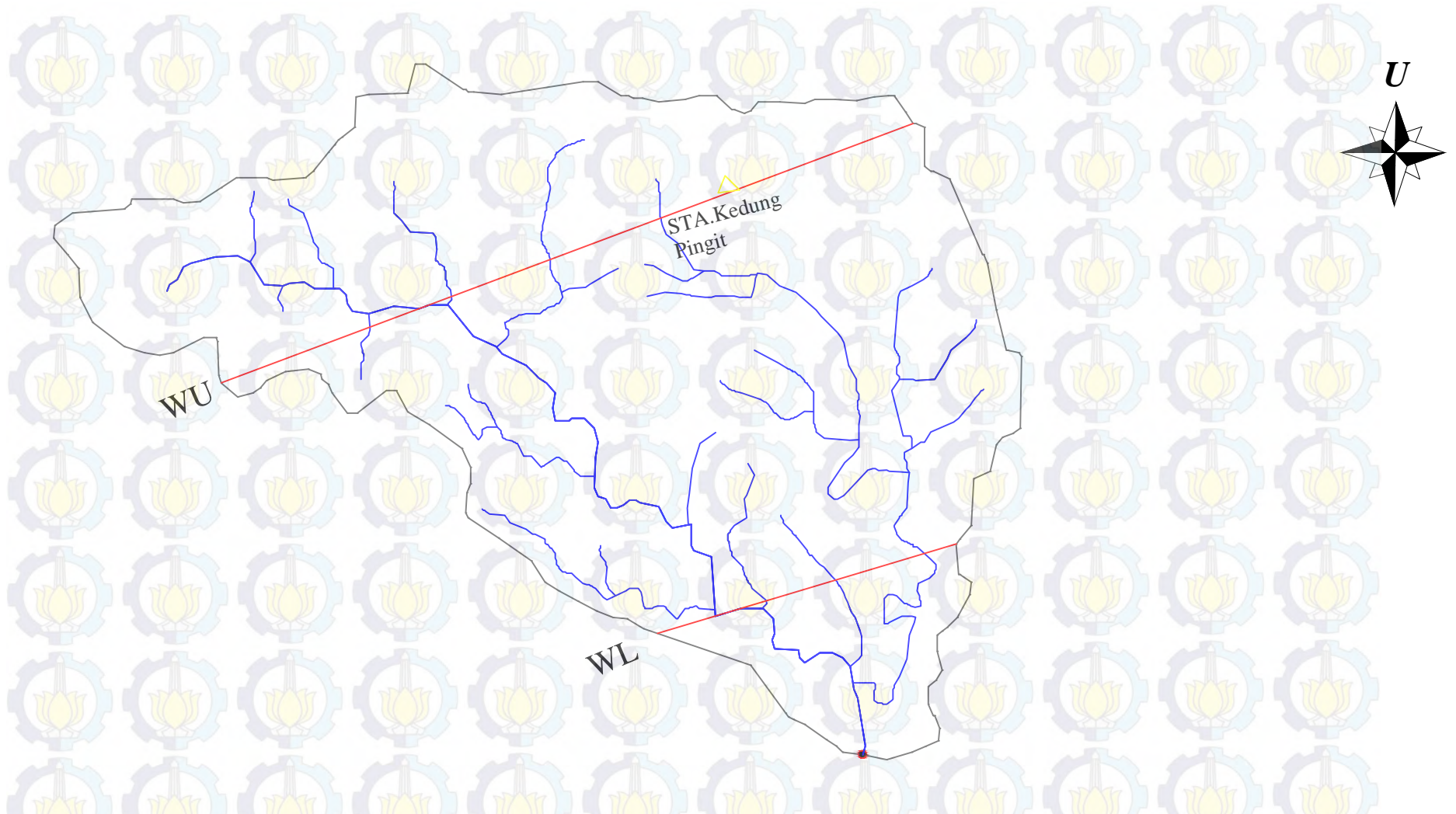
Wildan Syahrir Ridha
3113106051

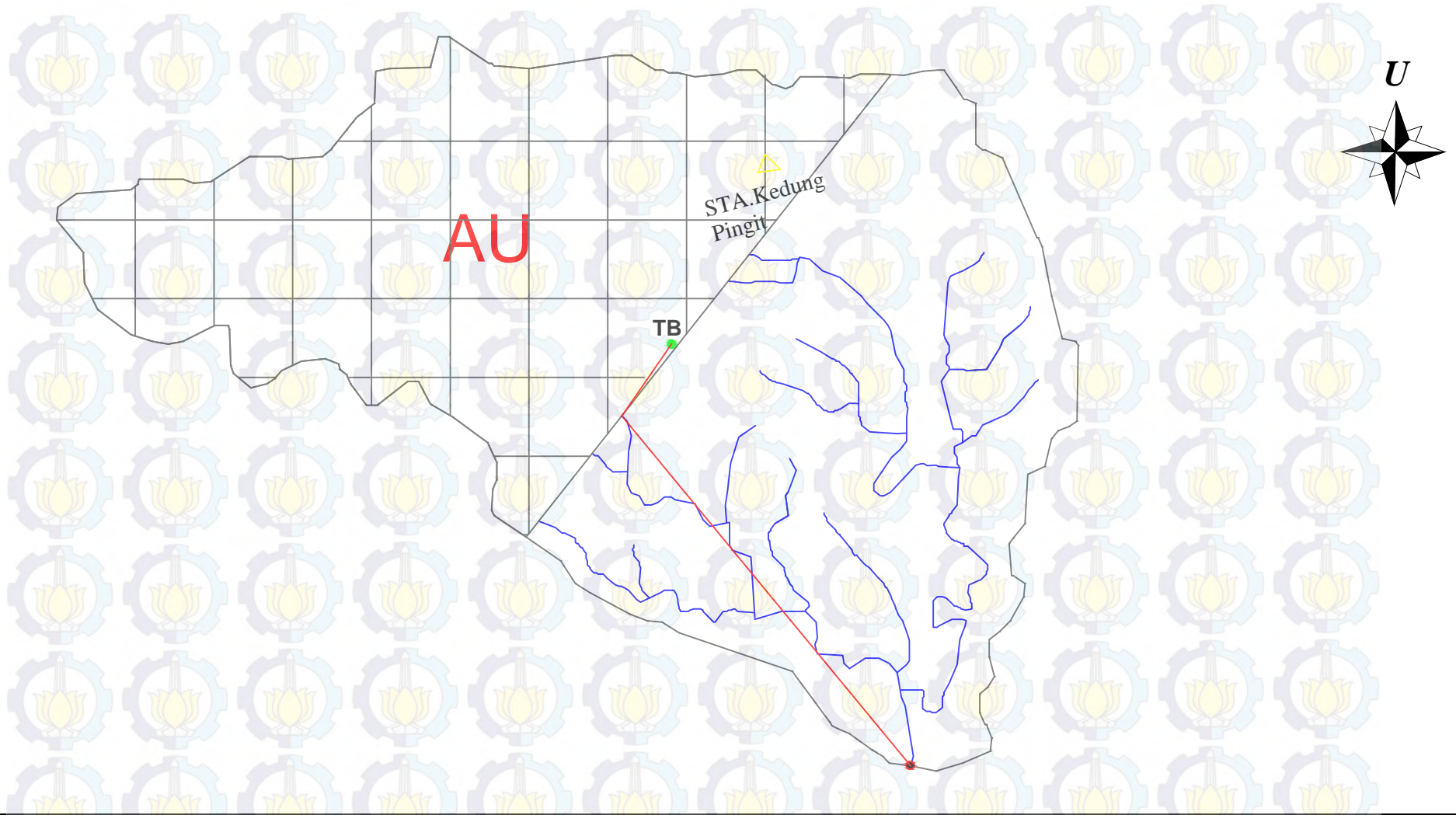
Potongan Memanjang
Bendungan

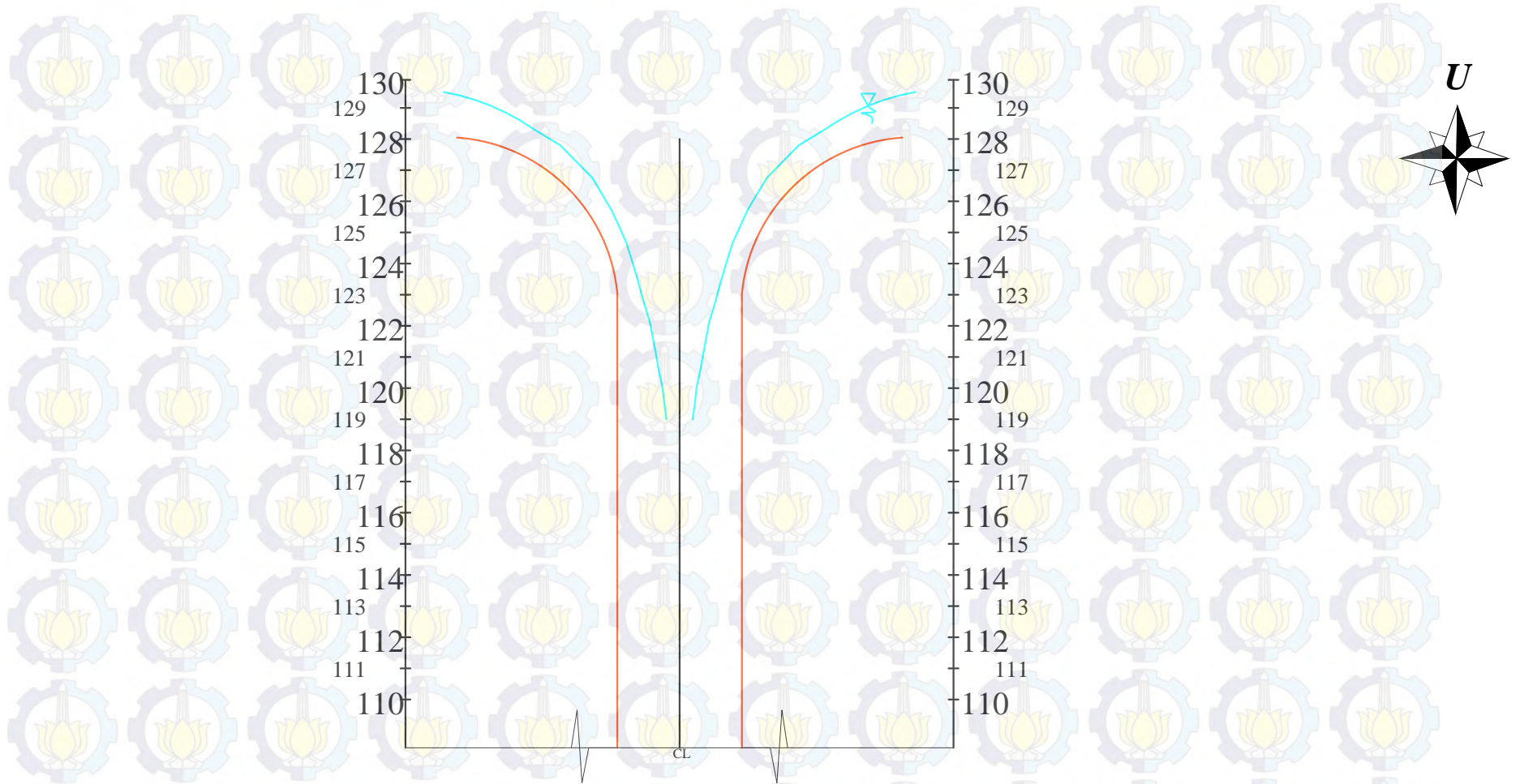
1 : 40

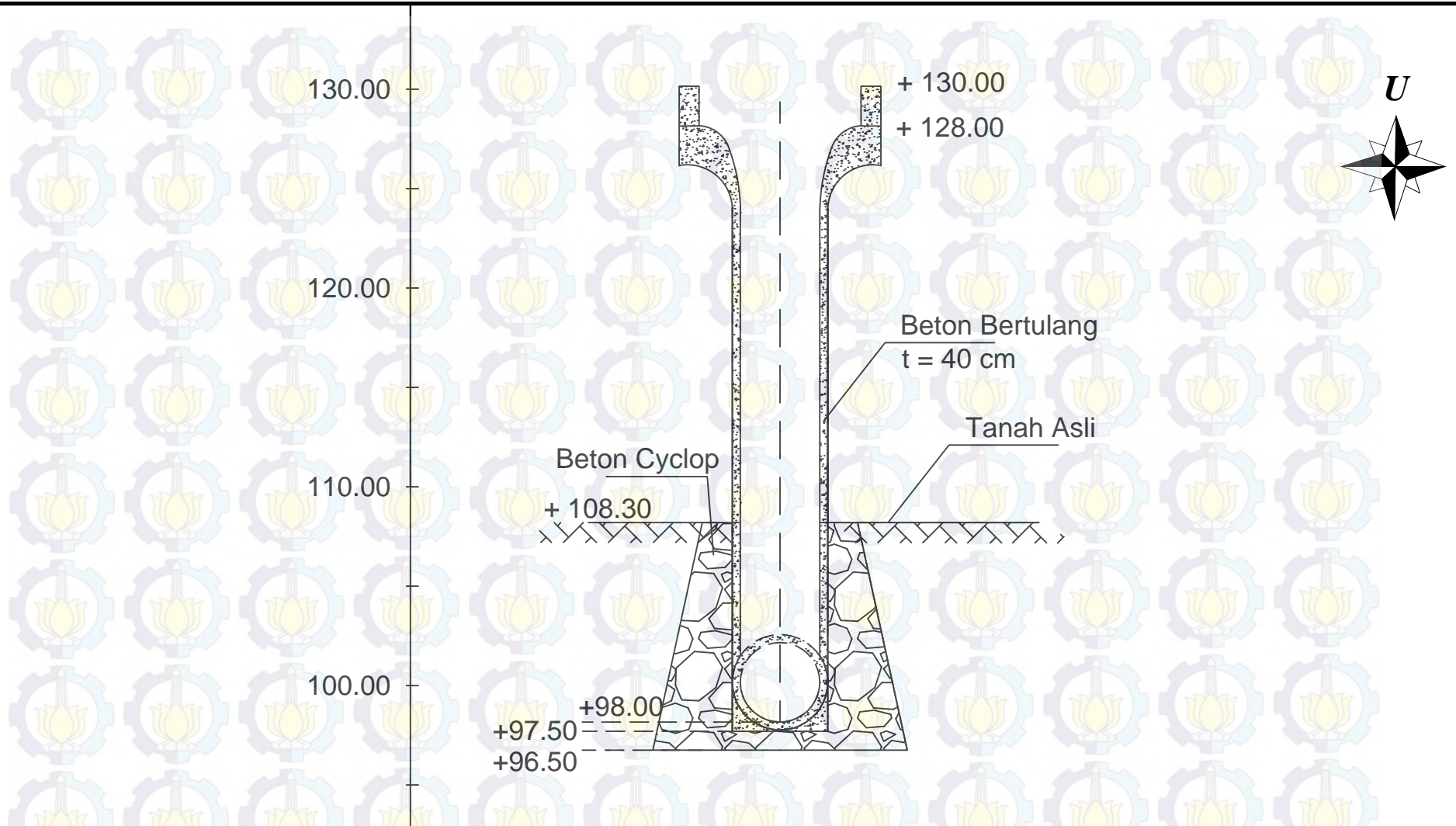
1

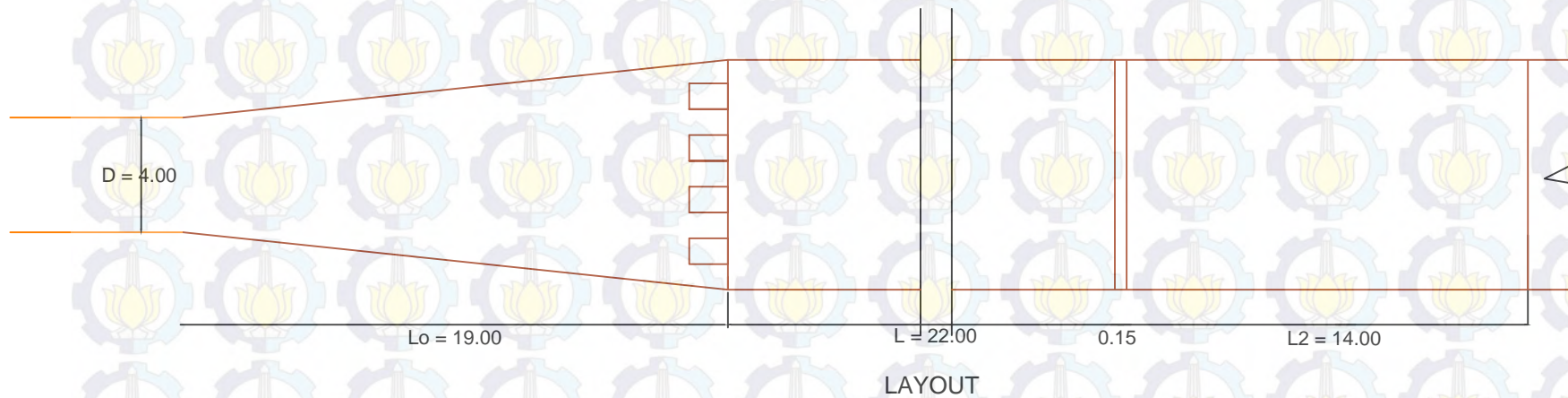
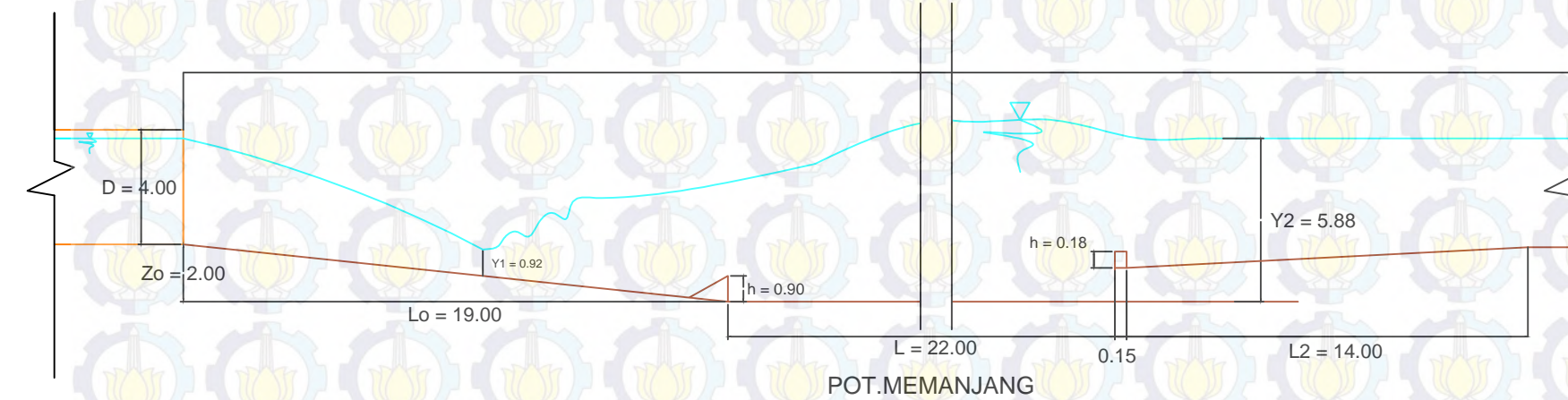






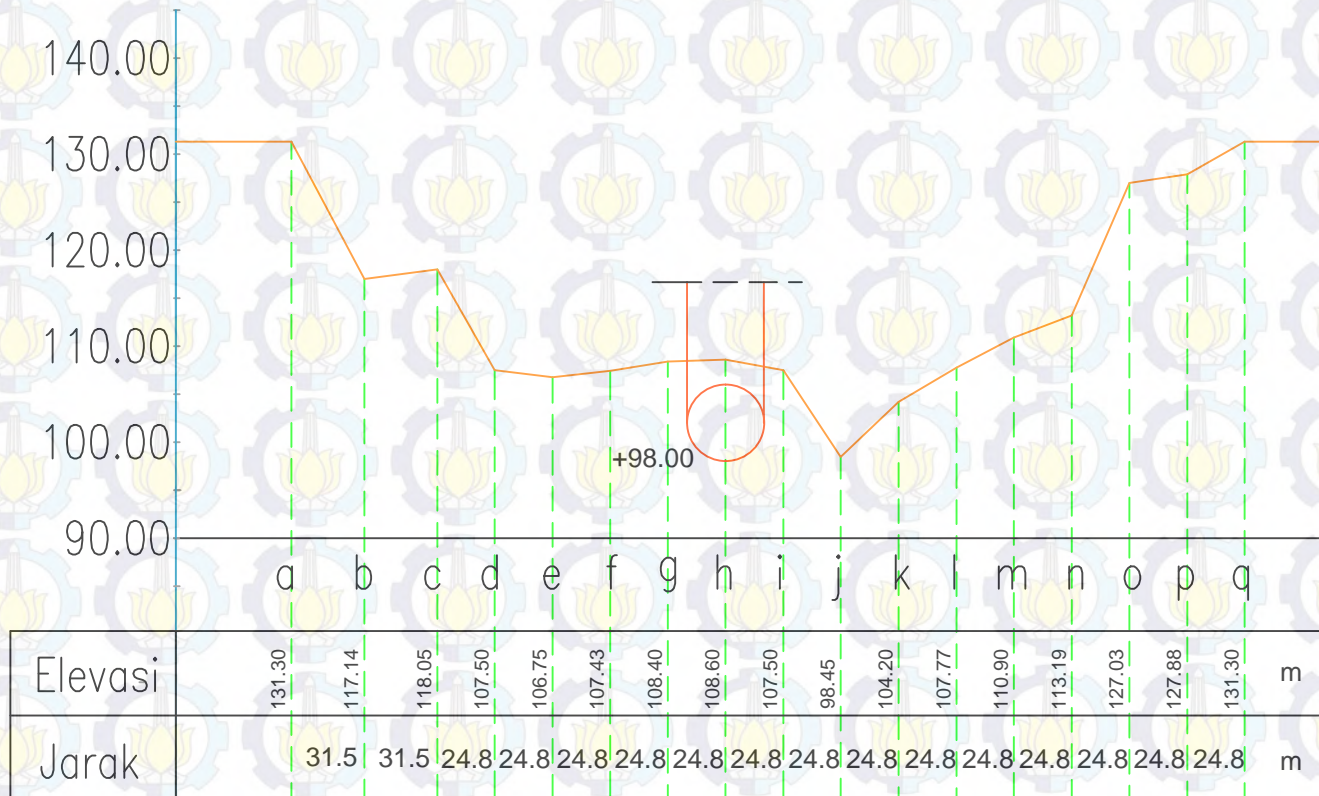


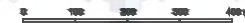
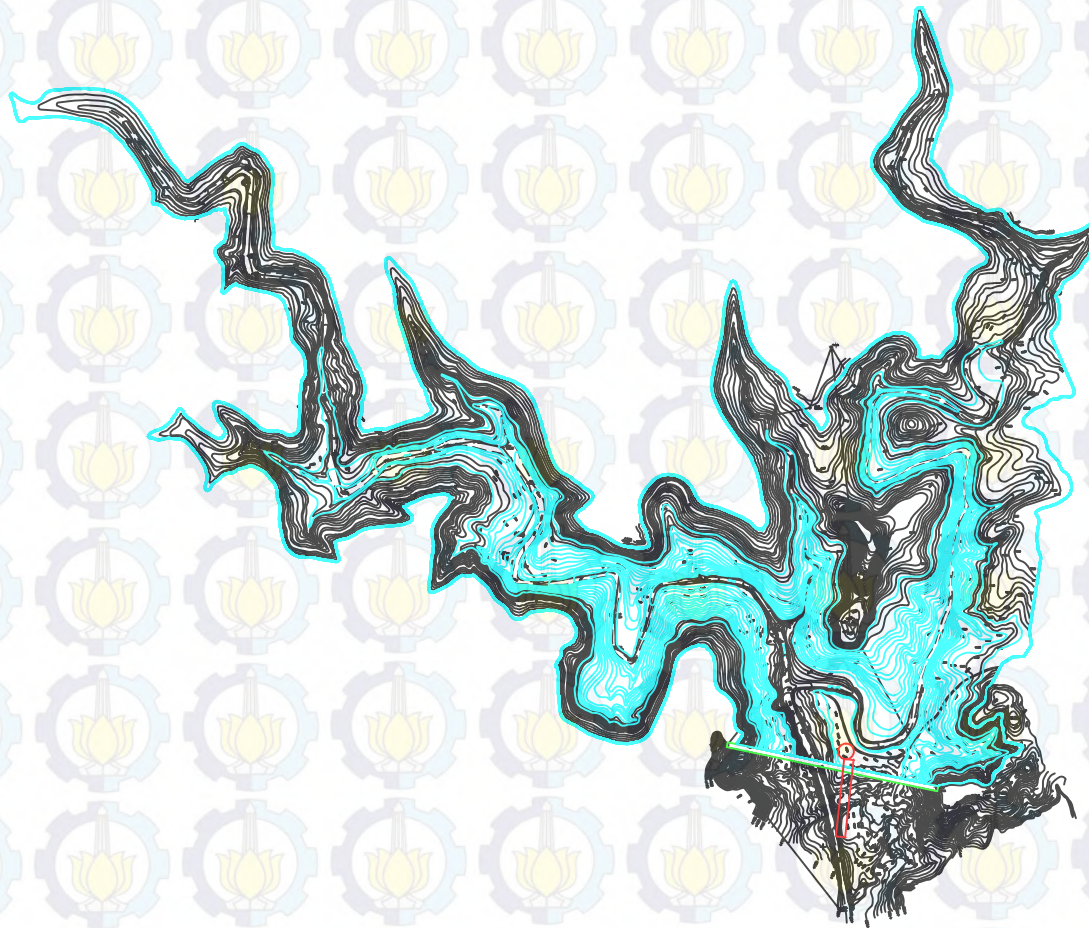




JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	Skala	NO. LEMBAR
PERENCANAAN SPILLWAY MORNING GLORY PADA BENDUNGAN SEMANTOK NGANJUK	1.Prof.Dr.Ir.Nadjadji Anwar, Msc 2.Danayanti Azmi D.N, ST.MT	Wildan Syahrir Ridha 3113106051	Kolam Olak	1 : 60	7

Elevasi (m)





JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SPILLWAY MORNING
GLORY PADA BENDUNGAN SEMANTOK
NGANJUK

DOSEN PEMBIMBING

1.Prof.Dr.Ir.Nadjadji Anwar, Msc
2.Danayanti Azmi D.N, ST.MT

MAHASISWA

Wildan Syahrir Ridha
3113106051

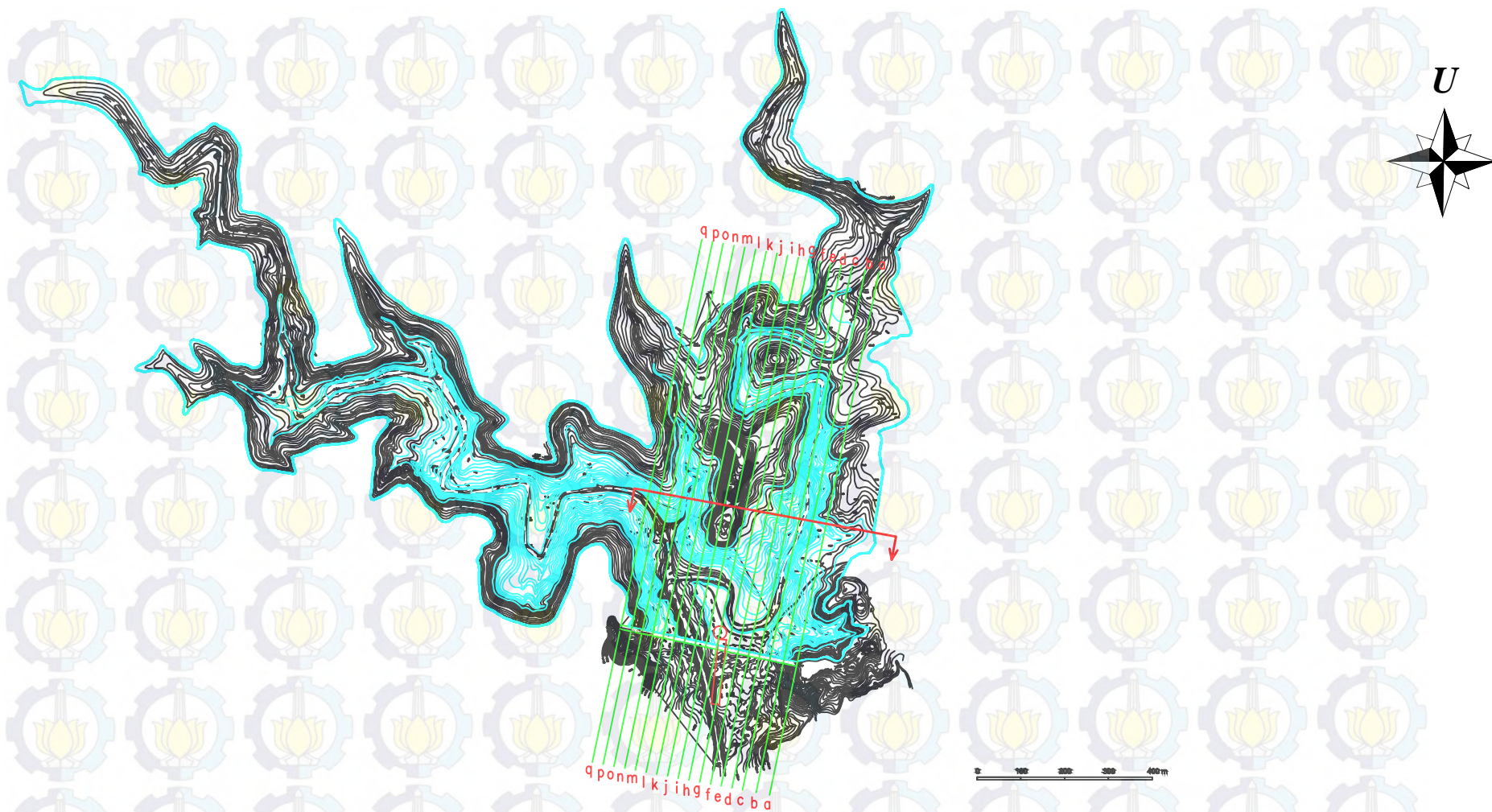
JUDUL GAMBAR

Layout *Spillway*

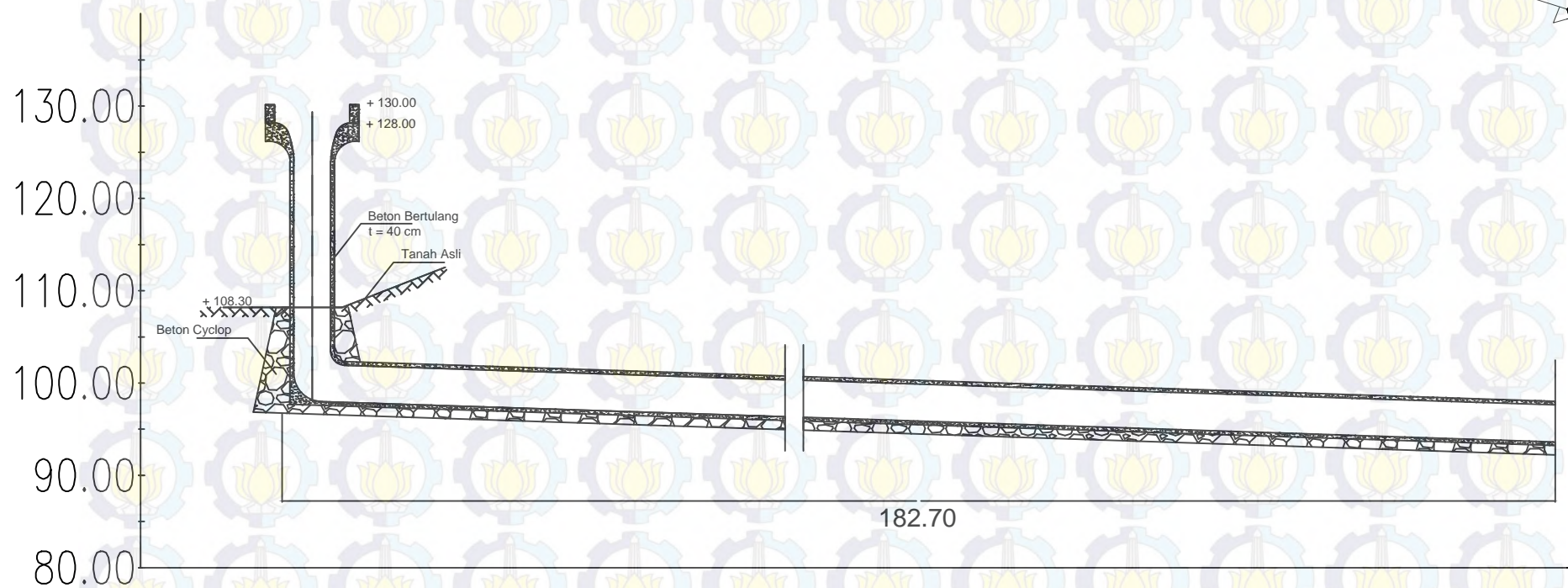
Skala

NO. LEMBAR

9



Elevasi (m)



JUDUL TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

MAHASISWA

JUDUL GAMBAR

Skala

NO. LEMBAR

PERENCANAAN SPILLWAY MORNING
GLORY PADA BENDUNGAN SEMANTOK
NGANJUK

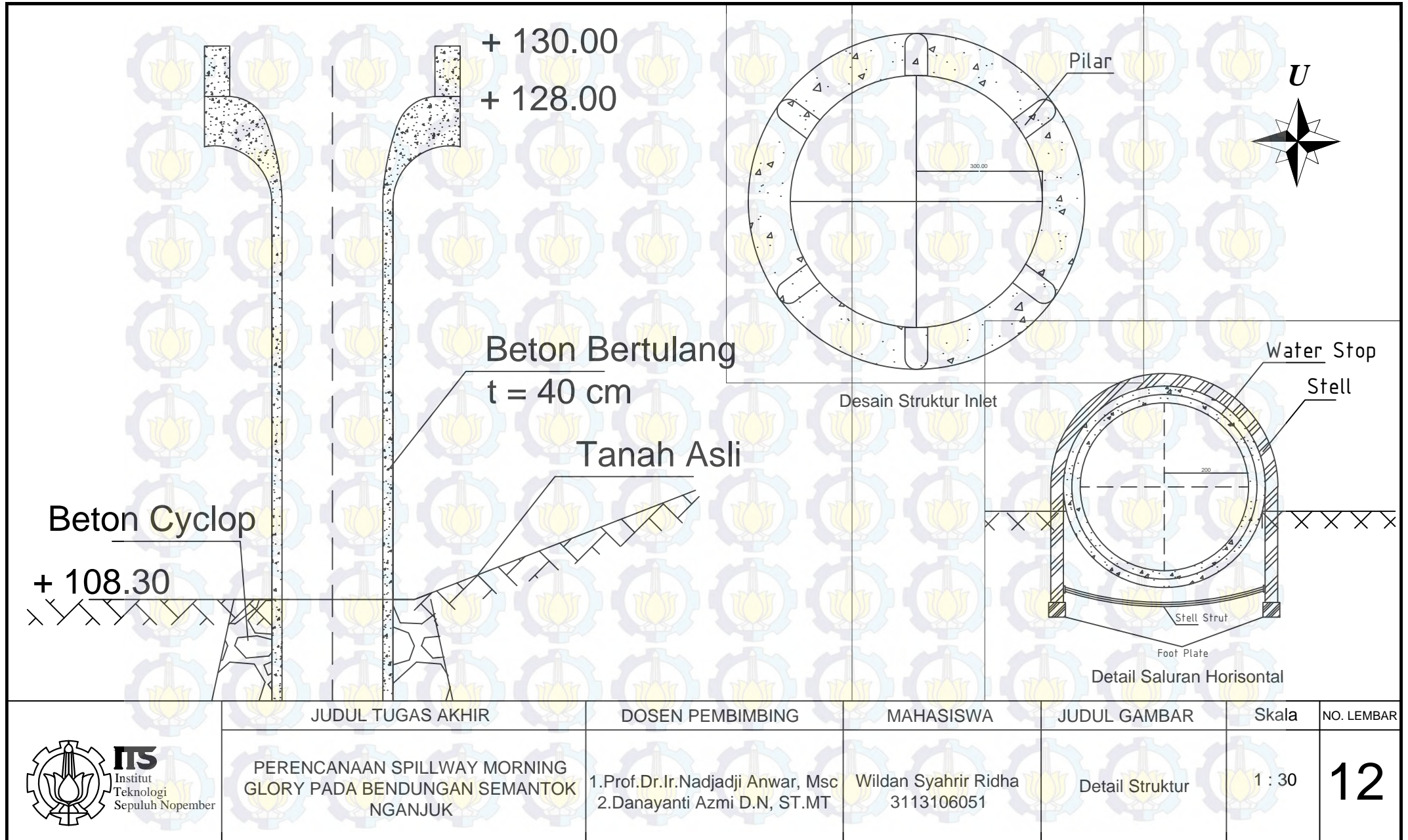
1.Prof.Dr.Ir.Nadjadji Anwar, Msc
2.Danayanti Azmi D.N, ST.MT

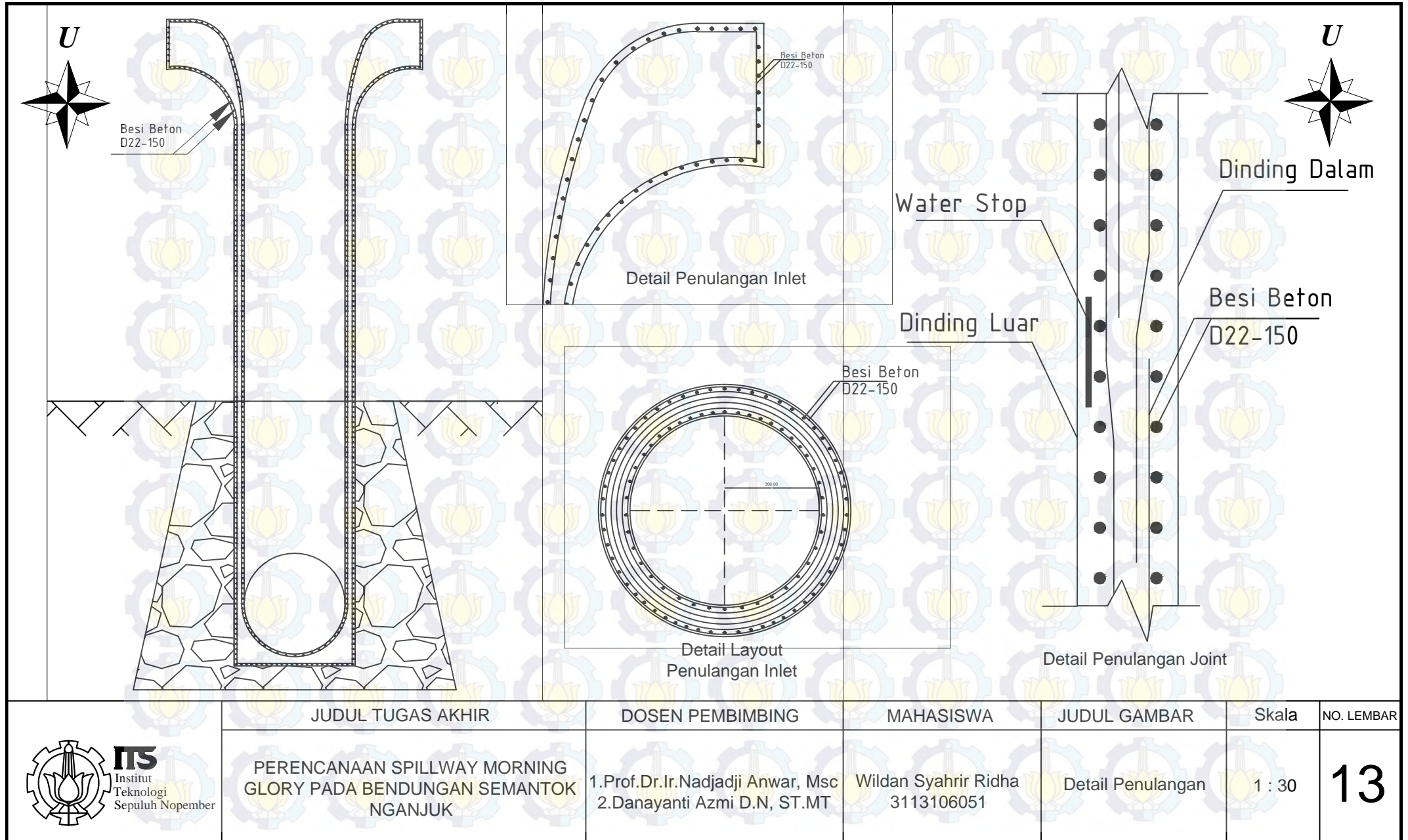
Wildan Syahrir Ridha
3113106051

Potongan Memanjang
Spillway

1 : 175

11





BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Sumenep, 07 Oktober 1990, merupakan anak ke 3 dari 4 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SMPN 1 Sumenep dan SMAN 1 Sumenep. Setelah lulus dari D3 Teknik Sipil ITS tahun 2013, Penulis melanjutkan pendidikan di Jurusan Teknik Sipil ITS dengan NRP 3113 106 051 pada tahun 2014. Penulis pernah bekerja di salah satu perusahaan BUMN pada tahun 2013. Penulis juga aktif dalam beberapa kegiatan seminar dan pelatihan yang diselenggarakan oleh kampus ITS. Untuk korespondensi lebih lanjut email ke wildan.syahrir09@gmail.com.